



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+12+Sous-sol) à usage d'habitation, et bureaux contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portiques)

Présenté par :

M^r. MEKAUCHE Ali

M^r. AFROUN Nabil

Encadré par :

M^{me}. BOUSSAA Leila

Membres du jury :

M^r. BOUROUBA

M^{me}. CHIKH AMER

Année universitaire : 2022/2023

Remerciements

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

Nous remercions, en premier lieu notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force et la patience pour effectuer le présent travail. A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{elle} BOUSSAA LEILA : ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans son aide et son encadrement, on la remercie pour la qualité de son encadrement, pour sa patience et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

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.

Dédicace

A ma famille, mes amis et mes proches, qui ont été ma source et de soutien et de motivation tout long de ce mémoire.

A mes enseignants et encadrants, pour leur précieux conseils et leur expertise.

A tous ceux qui ont contribué à cette étude, merci de votre collaboration et votre soutien.

Ce mémoire est dédié à vous tous, car c'est grâce à votre amour, votre amitié et votre soutien que j'ai pu accomplir cette étape importante de ma vie.

MEKAOUCHE Ali

Je dédie ce mémoire à ...

- A mes très chers parents aimables qui représentent pour moi le symbole de bonté, mes parents que ne cessent pas de m'encourager, aucune dédicace ne serait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous me donnez.
Que dieu, le puissant, vous préserve.
- A mes chers frères et sœurs, je veux dire, que vous êtes pour moi des piliers. Mon amour pour vous est indéfectible. Que la vie nous réserve de belles surprises, que notre fraternité se multiplie et s'éternise. Je vous aime, mes frères, de tout mon être, unis pour toujours, une fratrie à connaître.
- A tous les membres de ma famille sans exceptions.
- A ma chère fiancée HIBA, je suis reconnaissant d'avoir trouvé en toi le soutien et l'encouragement durant toutes mes épreuves, je te remercie d'avoir jamais m'abandonner et pour ta patience, aucun mot ne pourrait exprimer ma gratitude, mon respect plus profond.
- A mes amis intimes, merci pour vos encouragements.
- A mon binôme, Tu es une personne exceptionnel, merci pour tout, mes respect.
- A tous les enseignants de notre département.

AFROUN Nabil

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités

1.1. Introduction :	2
1.2. Présentation du projet de fin d'étude :	2
1.2.1. Contexte du notre projet	2
1.2.2. Objet du projet du notre projet de fin d'étude	2
1.3. Implantation de l'ouvrage	2
1.4. Données géotechnique du site	3
1.5. Description de l'ouvrage	3
1.6. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
1.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	4
1.7.1. Le béton	4
a.2. Module de déformation longitudinale du béton	5
a.3. Module déformation transversale du béton	6
a.4. Coefficient de poisson	6
a.5. Contraintes de calcule du béton aux états limites	6
1.7.2. Les aciers	8
1.8. Contrainte limite	8
1.9. Etats limites	9
1.9.1. Etats limites ultimes (ELU)	9
1.9.2. Etats limites de service (ELS)	10
1.9.3. Hypothèses de calcul aux états limites	10
1.9.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	11
1.10. Conclusion	11

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

2. Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires	12
2.1. Plancher	12
2.1.1. Planchers à corps creux	12
2.1.1.1. Disposition et schémas de différents types de poutrelles	13
2.1.1.2. Evaluation des charges dans les planchers en corps creux	15
2.1.1.3. Charges et surcharges revenants aux poutrelles	16

2.1.1.4. Etude des poutrelles :.....	16
2.1.1.5. Ferrailage.....	19
2.1.1.6. Tableaux récapitulatifs	26
2.1.1.7. Etude de la dalle de compression : CBA93 article (b.6.8.4.2.3).....	29
2.1.2. Planchers à dalles pleines.....	30
2.1.2.1. Emplacement des panneaux de dalle.....	31
2.1.2.2. Pré dimensionnement.....	31
2.1.2.3. Etude des dalles pleines.....	32
2.1.2.3. Schéma de ferrailage.....	37
2.2. Etude des escaliers	38
2.2.1. Schéma statique de l'escalier.....	38
2.2.2. Pré dimensionnement de l'escalier	38
2.2.3. Evaluation des charges sur les escaliers	39
2.2.4. Etude de l'escalier	40
2.2.4.3. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	53
2.2.5. Poutre paliere.....	53
2.2.5.1. Schéma statique de la poutre palière.....	53
2.2.5.2. Dimensionnement	53
2.2.5.3. Calcul de la poutre palière	54
2.2.5.4. Ferrailage globale.....	56
2.2.5.5. Schéma de ferrailage.....	57
2.3. Etude de l'acrotère	57
2.3.1. Schéma statique de l'acrotère	57
2.3.2. Evaluation des charges et surcharges	58
2.3.3. Etude de l'acrotère.....	58
2.3.4. Ferrailage de l'acrotère	60
2.3.5. Schémas de ferrailage.....	62
2.4. Ascenseur	62
2.5. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	63
2.5.1. Poutres	63
2.5.2. Les poteaux.....	64
2.5.3. Les voiles.....	70
2.6. Conclusion	70

Chapitre 3 : Etude sismique

3.1. Introduction :	72
3.2. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :	72
3.2.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003) :	72
3.2.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003) :	72
3.2.3. Site (A3.3./RPA99/2003) :	72
3.2.4. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003) :	73
3.2.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003) :	73
3.3. Choix de la méthode de calcul :	75
3.3.1. Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003) :	75
3.3.2. Condition d'application la méthode statique équivalente(A.4.1.2).....	75
3.3.3. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale(A4.1.3./RPA99/2003)	75
3.3.3.1. Principe de Modélisation (A4.3.2./RPA99/2003)	75
3.3.3.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis.....	75
3.3.3.3. Programme utilisé pour la modélisation	75
3.3.4. Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003).....	78
3.3.4.1. Coefficient d'accélération de zone A	78
3.3.4.2. Facteur de qualité.....	78
3.3.4.3. Coefficient de comportement global de la structure "R"	79
3.3.4.4. Coefficient de pondération " β "	79
3.3.4.5. Pourcentage critique d'amortissement " ξ "	79
3.3.4.6. Spectre de réponse sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003).....	79
3.4. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale	80
3.4.1. Taux de participation massique	80
3.4.2. Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau	82
3.4.3. Justification sismique de la structure	83
3.4.4. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)	84
3.4.5. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003)	85
3.4.6. Vérification de l'effort normal réduit	86
3.5. Justification de la sécurité de l'ouvrage	87
3.5.2. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (A.5.9. R.P.A99/2003).....	87
3.5.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P.A99/2003)	88
3.6. Conclusion	89

Chapitre 5 : Etude de l'infrastructure

5.1. Type de fondation adopté.....	117
5.2. Radier général nervuré	118
5.2.1. Pré dimensionnement du Radier.....	118
5.2.1.1. Dalle du radier	118
5.2.1.2. Les nervure (poutres croisé)	118
5.2.2. Caractéristiques géométriques du radier.....	119
5.2.3. Résultante des forces (N, M1,M2,V) par rapport au centre de gravité.....	119
5.2.4. Justification du radier	119
5.2.4.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales.....	119
5.2.4.2. Vérification au soulèvement.....	120
5.2.4.3. Vérification de la stabilité au renversement	120
5.2.4.4. Vérification au poinçonnement	121
5.2.5. Ferrailage de la dalle radier	121
5.2.5.1. Section d'acier	122
5.2.5.2. Vérification des contraintes.....	123
5.2.7. Schéma du ferrailage	124
5.2.8. Etude des nervures.....	124
5.2.8.1. Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures	125
5.2.8.2. Ferrailage longitudinale.....	126
5.2.8.3. Ferrailage transversale.....	126
5.2.8.4. Vérification de l'effort tranchant.....	126
5.2.8.5. Vérification des contraintes.....	126
5.2.8.6. Schéma du ferrailage.....	127

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plans Architecture

Liste des figures

CHAPITRE 1:

Figure 1. 1. Localisation de notre projet.....	2
Figure 1. 2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure 1. 3. Diagramme des contraintes du béton.	7
Figure 1. 4. Diagramme contraintes déformations.	7
Figure 1. 5. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	9

CHAPITRE 2:

Figure 2.1. Disposition des poutrelles	13
Figure 2.2. Coupe transversale du plancher à corps creux et d'une poutrelle.....	16
Figure 2.3. Schéma statique de la poutrelle	17
Figure 2.4. Ferrailage de la dalle de compression.....	30
Figure 2.5. Emplacement des panneaux de dalle pleine.....	31
Figure 2.6. Section de la dalle pleine à ferrillée	33
Figure 2.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine de l'étage courant.....	37
Figure 2.8. Schéma statique de l'escalier	38
Figure 2.9. Chargement sur l'escalier a L'ELU.....	41
Figure 2.10. Schéma statique de tronçon 1	41
Figure 2.11. Schéma statique de tronçon 2	42
Figure 2.12. Schéma statique de palier.....	42
Figure 2.13. Chargement sur l'escalier a L'ELS.....	44
Figure 2.14. Schéma statique de tronçon 1.....	44
Figure 2.15. Schéma statique de tronçon 2.	45
Figure 2.16. Schéma statique de palier.....	45

Figure 2.17. Chargement de l'escalier sous g .	48
Figure 2.18. Schéma statique de tronçon 2.	48
Figure 2.19. Chargement de l'escalier sous j.	49
Figure 2.20 Schéma statique de tronçon 2.	49
Figure 2.21. Chargement de l'escalier sous p.	50
Figure 2.22. Schéma statique de tronçon 2.	50
Figure 2. 23. Schéma de ferrailage de l'escalier	53
Figure 2. 24. Schéma statique de la poutre palière.	53
Figure 2. 25. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	57
Figure 2. 26. Coupe transversale de l'acrotère et un schéma statique.	57
Figure 2. 27. Section droite de l'acrotère a ferrailé.	60
Figure 2. 28. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	62
Figure 2. 29. Vue en plan de la cage d'ascenseur.	63
Figure 2. 30. Surface afférente des planchers étage courants.	65

CHAPITRE 3 :

Figure 3. 1. limite des décrochements en plan.	74
Figure 3. 2. limite des décrochements en élévation.	74
Figure 3. 3. le logiciel etabs version 16.2.0.	76
Figure 3. 4. vue en plan des éléments structuraux (poteaux-voiles) de la superstructure	78
Figure 3. 5. spectre de réponse sismique de calcul utilise selon le rpa99/2003	80
Figure 3. 6. effort tranchant a la base	86

CHAPITRE 4:

Figure 4. 1. Ferrailage type des poutres principales.....	96
Figure 4. 2. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	96
Figure 4.3. Zone nodale.....	97
Figure 4. 4. Répartition des moments dans les zones nodales	103
Figure 4. 5. Schéma de ferrailage des poteaux.....	106
Figure 4. 6. Schéma des contraintes dans le voile.....	112
Figure 4. 7. Schéma de ferrailage du voile V8 (Zone I : Sous Sol/RDC/1 ^{ere} étage.....	115
Figure 4. 8. Schéma de ferrailage du voile V8 (Zone II : 2, 3, 4, 5,6 ^{eme} étages).....	115
Figure 4. 9. Schéma de ferrailage du voile V8 (Zone III: 7, 8, 9, 10, 11,12 ^{eme} étage).....	115

CHAPITRE 5 :

Figure 5.1. Radier général nervuré.....	118
Figure 5.2. Périmètre utile du poteau	121
Figure 5.3. Panneaux de dalle du radier (e =40 cm).....	122
Figure 5.4. Schéma du ferrailage du Radier.....	124
Figure 5.5. Transmission des charges des dalles aux nervures	124
Figure 5.6. Repérage des poutres de rigidité (60×85) cm ²	125
Figure 5.7. Schéma du ferrailage d'une nervure principale et une nervure secondaire	127
Figure 5.8. Schéma du ferrailage d'une nervure principale et secondaire	128

Liste des tableaux

CHAPITRE 1 :

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
Tableau 1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	11

CHAPITRE 2 :

Tableau 2.1. Types de poutrelles.....	13
Tableau 2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.	15
Tableau 2.3. Charges et surcharges des plancher commerce, habitations et la terrasse.....	15
Tableau 2.4. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	16
Tableau 2.5. Calcul des sections de ferrailage des appuis de rive	20
Tableau 2.6. Calcul des sections de ferrailage des appuis intermédiaires	23
Tableau 2.7. Vérification de la flèche de poutrelle type 5	26
Tableau 2.8. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage habitation.	26
Tableau 2.9. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage Commercial	26
Tableau 2.10. Sollicitation maximales des poutrelles dans la terrasse inaccessible	27
Tableau 2.11. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.	27
Tableau 2.12. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	27
Tableau 2.13. Vérifications nécessaires à l'ELU.....	28
Tableau 2.14. Vérification des contraintes à l'ELS	28
Tableau 2.15. Vérification de la flèche pour la terrasse inaccessible et l'étage courant.....	28
Tableau 2.16. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	29
Tableau 2.17. Dimensionnement des panneaux de dalle pleine.....	32
Tableau 2.18. Estimations des moments dans le panneau DP.....	33
Tableau 2.19. Calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive.....	35
Tableau 2.20. Calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires.....	35
Tableau 2.21. Vérification des contraintes en travée suivant // xx.....	36
Tableau 2.22. Vérification des contraintes en travée suivant //yy.....	36
Tableau 2.23. Vérification des contraintes aux appuis.....	36
Tableau 2.24. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	37
Tableau 2.25. Évaluation des charges revenant à la volée en dalle pleine.....	38
Tableau 2.26. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine	40

Tableau 2.27. Résultats de ferrailages de la volée	43
Tableau 2.28. Sollicitation de la poutre palière.....	54
Tableau 2.29. Ferrailage de la poutre palière.....	54
Tableau 2.30. Tableau récapitulatif des sollicitations et vérification du cisaillement	55
Tableau 2.31. Vérification des contraintes en travée	56
Tableau 2.32. Vérification des contraintes aux appuis	56
Tableau 2.33. Charges revenant à l'acrotère	58
Tableau 2.34. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	58
Tableau 2.35. Ferrailage de l'acrotère.....	60
Tableau 2.36. Vérification des exigences de RPA.....	64
Tableau 2.37. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	64
Tableau 2.38. Résultats de la descente de charge de poteau C 13.....	66
Tableau 2.39. Vérification à la compression simple des poteaux de tous les niveaux	68
Tableau 2.40. Résultats de la vérification au flambement	69
Tableau 2.41. Epaisseurs optés pour les différents niveaux.....	70
Tableau 2.42. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres	71

CHAPITRE 3 :

Tableau 3. 1. valeurs de t_1 et t_2	73
Tableau 3. 2. caractéristiques géométriques et structurales de la structure étudiée.....	77
Tableau 3. 3. détermination de coefficient d'accélération de zone a	78
Tableau 3. 4. détermination de facteur de qualité q	78
Tableau 3. 5. détermination du " ξ (%)" selon le tableau 4.2 (r.p.a99/2003).....	79
Tableau 3. 6. périodes / participation massiques et nombre de modes à considérer.....	81
Tableau 3. 7. mode de vibration de la structure	81
Tableau 3. 8. déterminations des efforts tranchants par niveau suivant x et y.....	82
Tableau 3. 9. déterminations des déplacements par niveau suivant x et y.....	82
Tableau 3. 10. déterminations des moments par niveau suivant x et y.....	82
Tableau 3. 11. charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.....	83
Tableau 3. 12. déterminations de l'effort tranchant a la base	85
Tableau 3. 13. vérification de l'effort normal réduit.....	86
Tableau 3. 14. vérification de déplacement inter-etages.....	87
Tableau 3. 15. vérification de l'effet $p-\Delta$	88

CHAPITRE 4 :

Tableau 4.1. Sollicitation statique dans les poutres (Moments fléchissant)	91
Tableau 4.2. Les moments fléchissant sous les différentes combinaisons (Annexe n°02).....	92
Tableau 4.3. Sollicitation statique dans les poutres (Effort tranchant)	92
Tableau 4.4. Ferrailage des poutres principales et secondaire.....	93
Tableau 4.5. Vérification des contraintes tangentielle	94
Tableau 4.6. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	94
Tableau 4.7. Vérification de l'état limite de compression du béton	95
Tableau 4.8. Vérification des conditions de la flèche des poutres	95
Tableau 4.9. Sollicitation statique dans les poteaux	99
Tableau 4.10. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	99
Tableau 4.11. Sollicitation sismique dans les poteaux.....	100
Tableau 4.12. Diagrammes des Efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités	101
Tableau 4.13. Calcul du ferrailage longitudinal dans les poteaux	101
Tableau 4.14. Ferrailage transversales des poteaux.....	102
Tableau 4.15. Vérification au flambement.....	102
Tableau 4.16. Vérification des contraintes de cisaillement.....	102
Tableau 4.17. Vérification des contraintes.....	103
Tableau 4.18. Les moments résistants dans les poteaux	104
Tableau 4.19. Les moments résistants dans les poutres	104
Tableau 4.20. Vérification de la zone nodale en plan	104
Tableau 4.21. Vérification de la zone nodale en élévation	104
Tableau 4.22. Sollicitation statique et sismique dans les voiles	108
Tableau 4. 23. Les sollicitations dans les voiles.....	111
Tableau 4.24. Les sollicitations dans les voiles V4 et V8.....	111

CHAPITRE 5 :

Tableau 5.1. Type de fondation adopté.	117
Tableau 5.2. Les caractéristiques géométriques du Radier.....	119
Tableau 5.3. Résultante des forces (N, M1, M2, V)	119
Tableau 5.4. Vérification de la contrainte du sol	120

Tableau 5.5. Vérification au soulèvement.....	120
Tableau 5.6. Vérification de la stabilité au renversement	121
Tableau 5.7. Les sections d'acier dans les panneaux de radier.....	123
Tableau 5.8. La vérification des contraintes	123
Tableau 5.9. Sollicitations dans les nervures	125
Tableau 5.10. Ferrailage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée.	126
Tableau 5.11. Vérification de l'effort tranchant.....	126
Tableau 5.12. Vérification des contraintes.....	126

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers pour l'ELU.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : la largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_r: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u: La cohésion du sol (KN/m²).

C_r: Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e: Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i: Module d'élasticité instantanée.

E_s: Module d'élasticité de l'acier.

E_{oed}: Module œdométrique.

E_d, E_e: Sont les modules de déformation.

F : Force ou action générale.

F_{c28}: Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : la profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m^4)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

$N_{c\ max}$, $N_{q\ max}$: Termes de portance pour les fondations profondes.

N_c , N_q , N_γ : Termes de portance pour les fondations superficielles.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_p : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_s : Frottement latéral.

Q_L : Charge limite d'un pieu.

R : coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort normal en service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : poids propre de la structure.

W_{QI} : Charges d'exploitation.

W_{GI} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

a : Epaisseur.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

e : Indice des vides.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

Δe : Variation des indices des vides.

$q_{s\ max}$: Frottement latéral unitaire limite

q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

K_C : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ : Contrainte effective finale (bars).

$\Delta\sigma$: Variation de la contrainte effective (bars).

τ_{adm} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

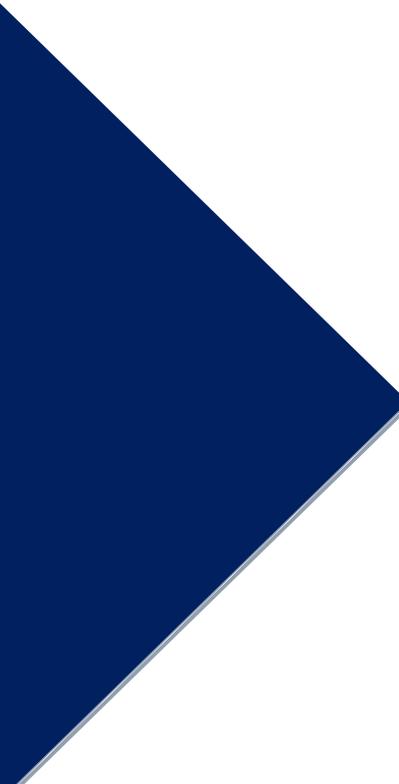
Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

L'étude d'un bâtiment en R+12+Sous-sol sis à TAZMALT à quelques centaines de mètres de l'Est du siège de l'A.P.C (BEJAIA), à usage d'habitation, sera présentée selon un schéma précis ayant défini l'étude en elle-même qui sera articulée autour de cinq chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la détermination des caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires structuraux a ensuite fait l'objet du deuxième chapitre. Au troisième chapitre nous avons mené une étude dynamique de la structure en question. Cette dernière a été modélisée par le logiciel ETABS v 2016 et une disposition optimale des voiles a été adoptée conformément au règlement parasismique algérien. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux est exposé dans le quatrième chapitre. Et enfin une dernière partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale clôture le mémoire.



CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS

1.1. Introduction :

Ce chapitre, est consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

1.2. Présentation du projet de fin d'étude :

1.2.1. Contexte du notre projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un immeuble (R+12 avec Sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Le sous-sol sert au parking automobile.
- Le RDC sert aux bureaux administratifs.
- Le 1er étage au 12ème étage à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible.

1.2.2. Objet du projet du notre projet de fin d'étude

L'objectif de cette étude est de dimensionner les principaux éléments porteurs (Poteaux, poutres, voiles.) et les éléments secondaires de ce bâtiment afin d'assurer la résistance, la durabilité et la stabilité structurale de l'ouvrage.

1.3. Implantation de l'ouvrage

Le site, objet de la présente étude se situe à **TAZMALT** a quelque centaine de mètres à l'est du siège de l'A.P.C à la wilaya de **Bejaia** (Algérie).L'assiette d'assise est projetée sur un terrain relativement plat.



Figure 1. 1. Localisation de notre projet.

1.4. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus au niveau de laboratoire par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de **2, 20 bars** pour une profondeur d'au moins **1.30 m** par rapport au terrain naturel. .
- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe **S2** (Sol ferme) selon sa nature géotechnique.
- Les caractéristiques mécaniques $C = 0, 38$ bars et $\Phi = 25^\circ$.

1.5. Description de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+12+Sous-sol) en béton armé à usage multiple. Ce projet est un ouvrage courant implanté a TAZMALT wilaya de BEJAIA classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), ayant une importance moyenne de groupe d'usage **2**. Sa hauteur totale est inférieure à **48** mètres.

1.6. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En élévation :

• Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère	44,80 m
• Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère	44,20 m
• Hauteur du sous-sol	3,06 m
• Hauteur du rez-de-chaussée	4,42 m
• Hauteur de l'étage courant	3,06 m

En plan :

• Longueur totale	28,83 m
• Largeur total	18,91 m

1.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé tels que (BAEL91 révisé 99) et (CBA 93).

1.7.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (Ciment), de l'eau de gâchage et composé et d'additifs. Le béton choisit est de classe C25/30. Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre 25 à 40MP, néanmoins sa résistance à la traction est faible de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.

a.1. Résistances caractéristiques du béton, CBA93 (art A.2.1)

Résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) dans le laboratoire.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right\} \text{CBA93(Article A. 2.1.1)}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right\} \text{CBA93(Article A. 2.1.1)}$$

$$J > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

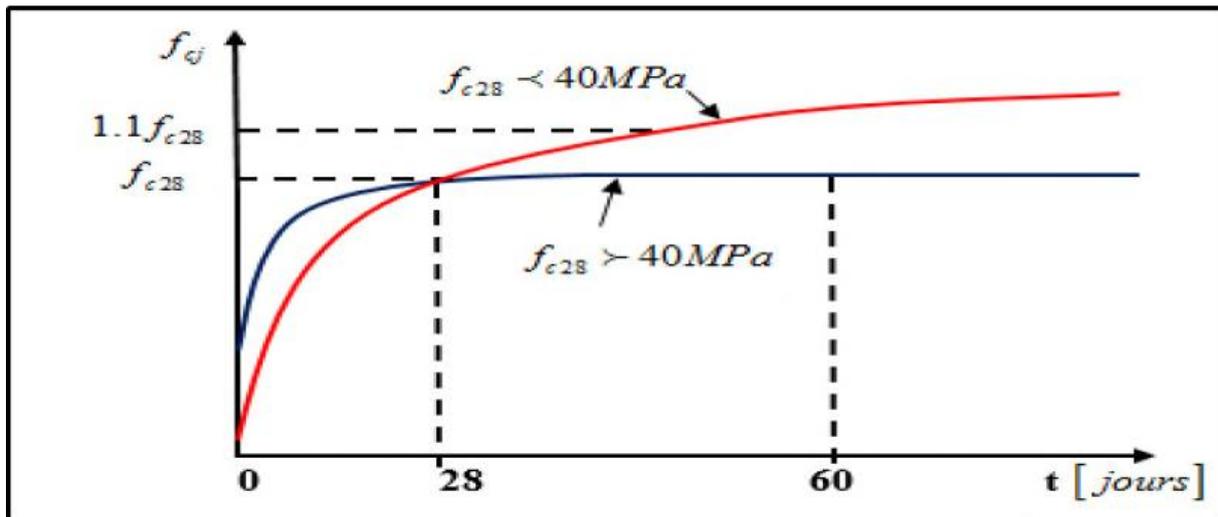


Figure 1. 2. Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton.

❖ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance du béton à la traction à l'âge du jour (j) f_{t_j} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_{28}} \quad \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour : $j=28$ jours et $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$ (Art A.2.1.1.2)

a.2. Module de déformation longitudinale du béton

Le module de déformation longitudinale, d'après CBA93 est fixé aux valeurs suivantes :

- ◆ **Module instantané :** Pour les charges d'une durée d'application $< 24 \text{ h}$:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 32164,19 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A 2.1.2.1)}$$

- ◆ **Module différé :** Pour les charges de longue durée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A 2.1.2.2)}$$

a.3. Module déformation transversale du béton

Avec $\left\{ \begin{array}{l} E : \text{Module de young} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson} \end{array} \right. \rightarrow \nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} \quad (\text{CBA93 (Art A 2.1.3)})$$

a.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale :

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

a.5. Contraintes de calcul du béton aux états limites

➤ La contrainte de compression à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Art A 4.3.4)}$$

θ : Coefficient d'application de charge

$$\left\{ \begin{array}{lll} \theta = 1 & \text{si} & t \leq 24h \\ \theta = 0,9 & \text{si} & 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 & \text{si} & t < 1h \end{array} \right.$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

- ♦ $\gamma_b = 1,15$ (situation accidentelles) $\Rightarrow \sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$
- ♦ $\gamma_b = 1,5$ (situation durable) $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

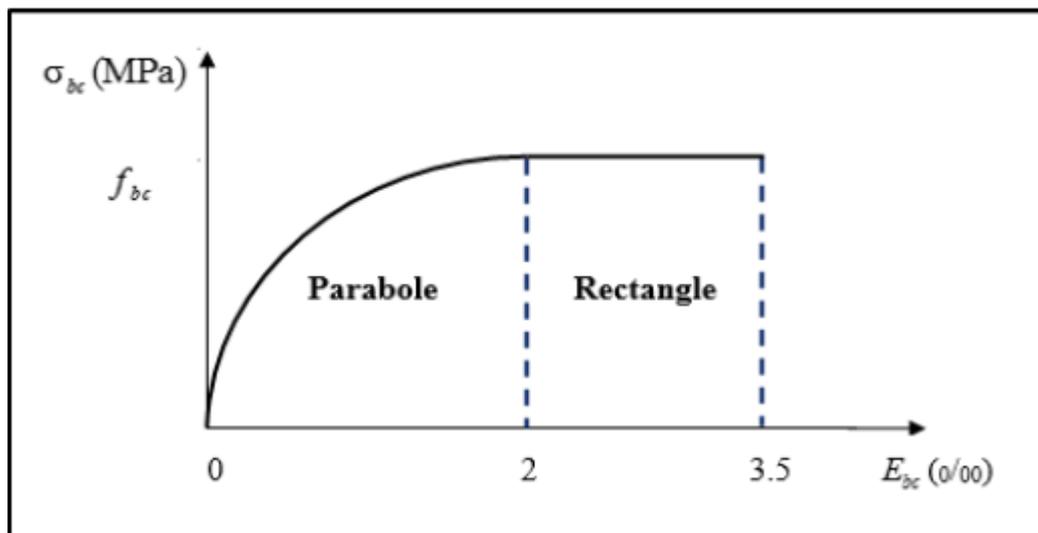


Figure 1. 3. Diagramme des contraintes du béton.

➤ La contrainte de compression à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \text{ce qui donne: } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa BAEL 91(Art A 4.5.2)}$$

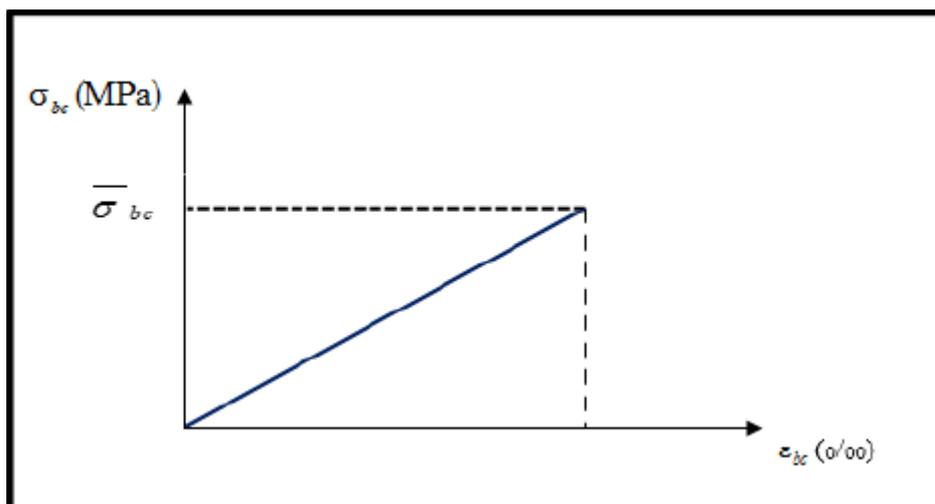


Figure 1. 4. Diagramme contraintes déformations.

➤ **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{adm} = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ pour une fissuration peu nuisible} \\ \tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \text{ pour une fissuration nuisible} \end{array} \right\} \text{CBA 93 (A.5.1.2.1)}$$

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

- ◆ $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ (*Fissuration peu nuisible*)
- ◆ $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ (*Fissuration nuisible*)

1.7.2. Les aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1.8. Contrainte limite

➤ **Etat limite ultime CBA93 (A.2.2.2.)**

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ *Situation durable*
- $\gamma_s = 1 \rightarrow$ *Situation accidentelle*
- $\varepsilon_s = 1,15 \rightarrow$ *Allongement relatif*
- $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Situation durable}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Situation accidentelle}$$

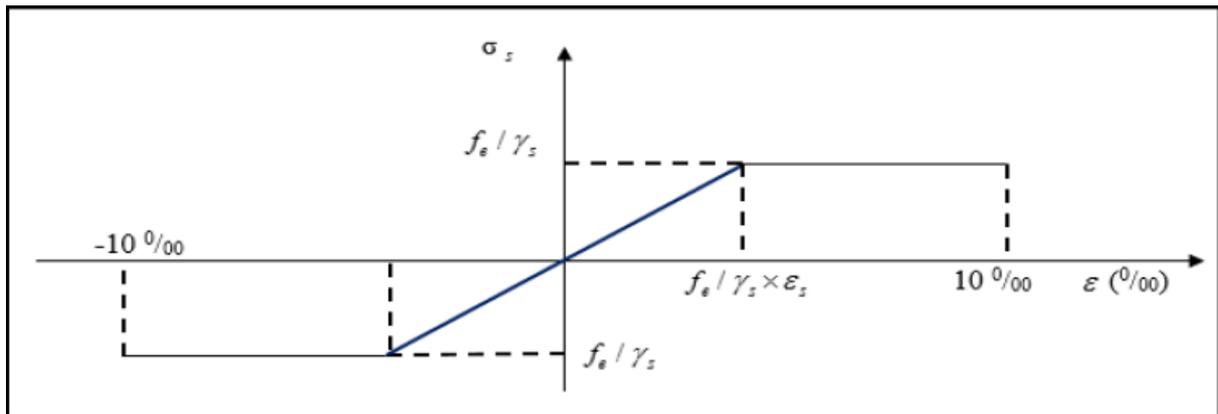


Figure 1. 5. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

➤ **Etat limite de service (ELS)**

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de σ_s est donnée en fonction de type de la fissuration.

✓ Fissuration peu nuisible (FPN) aucune vérification à faire : $\sigma_s = f_e$

✓ Fissuration nuisible (FN) :

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

intempéries : $\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{\left(\frac{1}{2}\right)} \right]$ [CBA 93 (A. 4. 5. 3. 3)]

✓ η : 1,6 pour les aciers à haute adhérence (HA) Dans notre cas $\sigma_s = 201., 63 \text{ MPa}$

1.9. Etats limites

L'état limite est l'état où toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

1.9.1. Etats limites ultimes (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état ultime, la résistance des matériaux et des aciers est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer, on distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

1.9.2. Etats limites de service (ELS)

Qui conduisent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés :

- * Etat limite de compression du béton.
- * Etat limite d'ouverture des fissures.
- * Etat limite de déformation (flèche maximale).

1.9.3. Hypothèses de calcul aux états limites

➤ **Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation (σ ; ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

➤ **Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques

$$\sigma_s = E \times \varepsilon$$

- η : est appelé le coefficient d'équivalence, $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$.

1.9.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont les efforts normaux, tranchants, les moments de flexion et les moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'action donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

❖ Situations durables :

- ELU: $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

❖ Situations accidentelles :

- $G + Q \pm E_y$
- $G+ Q \pm E_x$
- $0,8G \pm E_x$
- $0,8G \pm E_y$

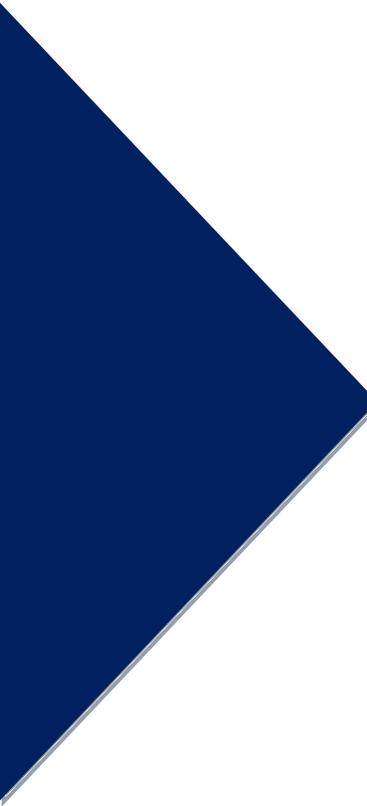
$\left\{ \begin{array}{l} G: \text{charge permanente} \\ Q: \text{charge d'exploitation} \\ E: \text{Effort de séisme} \end{array} \right.$

1.10. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

BETON	ACIER
<ul style="list-style-type: none"> • $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ • $F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$ • $\gamma_b = 25 \text{ MPA}$ • $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$ • $E_{ij} = 32164.19 \text{ MPA}$ • $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$ • $F_{bu}^{courante} = 14.2 \text{ MPA}$ • $F_{bu}^{accidentelle} = 14.2 \text{ MPA}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Fe400 ET Fe500 • $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPA}$ • $\sigma_{bc} = 448 \text{ MPA}$ (situation durable) • $\sigma_{bc} = 400 \text{ MPA}$ (situation accidentelle) • $\sigma_{bc} = 201.63 \text{ MPA}$ (fissuration nuisible) • $\sigma_{bc} = 164,79 \text{ MPA}$ (fissuration très nuisible) • $\eta = 1,6$



CHAPITRE 2

PRÉ DIMENSIONNEMENT ET CALCUL
DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles,..) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. Cette opération se fait conformément à règles édictées par le règlement RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93.

2. Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

2.1. Plancher

Le plancher est une structure horizontale rigide entre les différents niveaux de la structure et qui permet de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique.

2.1.1. Planchers à corps creux :

❖ Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t .

$$\begin{cases} h_{cc}: \text{Hauteur de corp creux} \\ h_{ddc}: \text{Hauteur de la dalle de compression} \end{cases} \Rightarrow h_t = \frac{L_{max}}{22.5} \dots \text{CBA93(Art B. 6. 8. 4. 2. 4)}.$$

- **L_{max}** : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 4.12 - 0.30 = 3.82 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{382}{22.5} = 16.98 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit: } ht = (16 + 4)\text{cm} = 20\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm} \\ h_{ddc} = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

2.1.1.1. Disposition et schémas de différents types de poutrelles

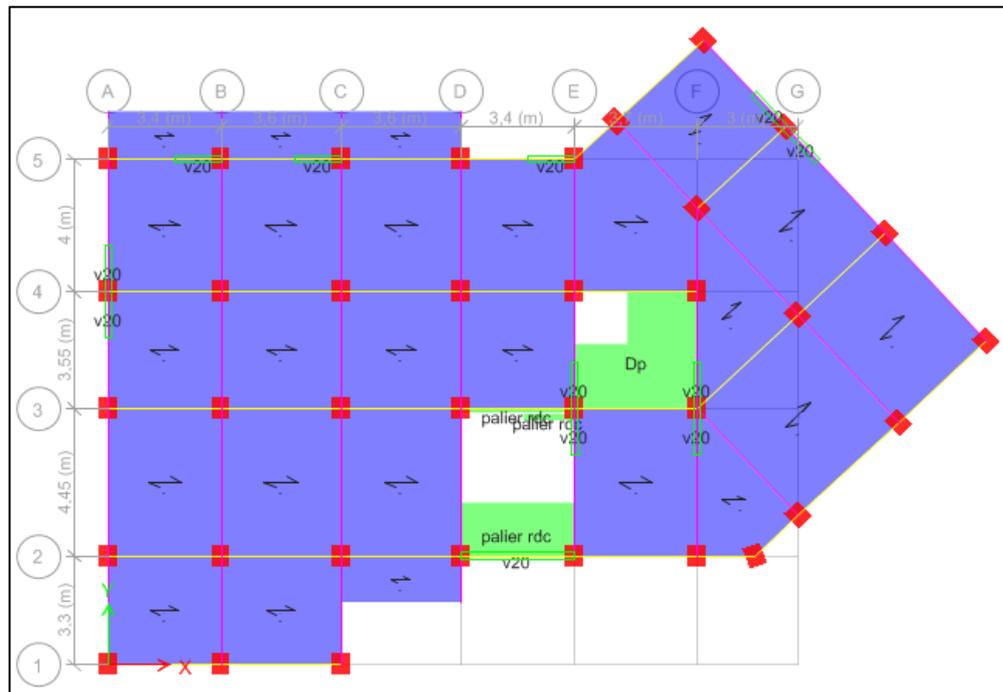


Figure 2. 1. Disposition des poutrelles

Tableau 2. 1. Types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles
	RDC
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

De 1 ^{er} au 11 ^{ème} étage	
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

De 12 ^{ème} au la terrasse	
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

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

Types de Poutrelles	Vérification des conditions	Méthode adoptée
Tous les types	$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq \text{Min}(2G; 5 \text{ KN/m}^2 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] \\ \text{F.P.N} \\ I = \text{constant} \end{array} \right.$	Forfaitaire
Aucuns types	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Caquot minorée
Aucuns types	Poutrelles isostatiques	Méthode de la RDM

2.1.1.2. Evaluation des charges dans les planchers en corps creux et en dalle pleine

Tableau 2. 3. Charges et surcharges des plancher commerce, habitations et la terrasse

	N°	Couches Des matériaux	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher Courants	1	Carrelage	20	0,02	0,4	1,5
	2	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	3	Lit de sable	18	0,02	0,36	
	4	Corps creux (16+4)	/	0,16+0,04	2,85	
		Dalle pleine	25	0,14	3,5	
	5	Cloisons	/	/	0,9	
	6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27	
	G _{TOT} pour corps creux				5,18	
	G _{TOT} pour dalle pleine				5,83	
Terrasse inaccessible	1	Protection gravillon	20	0,05	1	1
	2	Etanchéité	6	0,02	0,12	
	3	Forme de pente	22	0,1	2,2	
	4	Corps creux (16+4)	/	0,16+0,04	2,85	
		Dalle pleine	25	0,14	3,5	
	5	Isolation thermique	4	0,04	0,16	
	6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27	
		G _{TOT} pour corps creux				
	G _{TOT} pour dalle pleine				7,25	

- Pour les dalles pleines : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

2.1.1.3. Charges et surcharges revenants aux poutrelles

Tableau 2. 4. Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			Pu (KN/m ²) (1,35G+1,5Q)	qu (KN/m) (1,35G+1,5Q)*0,65	Ps (KN/m ²) (G+Q)	qs (KN/m) (G+Q)*0,65
T.I	6,60	1	10,41	6,766	7,60	4,94
RDC	5,18	2,5	10,743	6,983	7,68	4,992
E. Courant	5,18	1,5	9,243	6,01	6,68	4,342

2.1.1.4. Etude des poutrelles :

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armés destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Elles se calculent comme une section en T à la flexion simple.

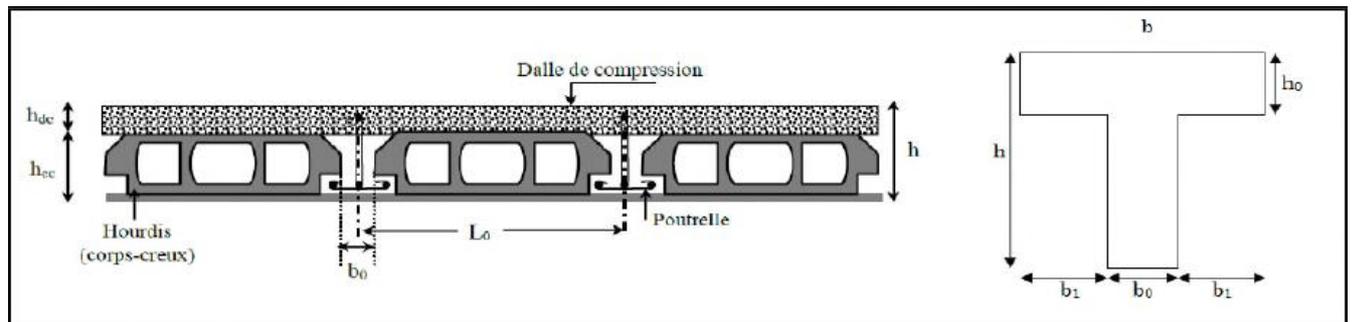


Figure 2. 2. Coupe transversale du plancher à corps creux et d’une poutrelle.

$h_t = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$

$\begin{cases} H_{dc} : \text{Hauteur de la dalle de compression } (h_0 = 4 \text{ cm}) \\ b_0 : \text{Largeur de la nervure tel que: } (0,4 h_t \text{ à } 0,6 h_t) \end{cases}$

On opte pour : $b_0 = 8 \text{ à } 12 \text{ cm}$, soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

Largeur efficace de la dalle est donnée par la formule : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right)$

Avec :

$\begin{cases} L_x : \text{Distance entre nus des poutrelles} \\ L_y^{min} : \text{Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles} \end{cases}$

Dans notre cas on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm}; h_0 = 10 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}; L_y^{min} = 270 \text{ cm}.$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{270}{10}\right) = 27 \text{ cm} \rightarrow \text{ce qui donne } b = 65 \text{ cm.}$$

Exemple :

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, sur la méthode forfaitaire, soit le type du plancher RDC à deux travées

Type 5 :

$$\begin{cases} G = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \\ L_0 = 65 \text{ cm} \end{cases}$$



Figure 2.3. Schéma statique de la poutrelle

a-vérification des conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire

- ✓ L'inertie est constante
- ✓ La fissuration est non préjudiciable
- ✓ Les conditions des charges sont supposées vérifiées
- ✓ Vérification du rapport des travées: $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$
 $l_2 / l_1 = 3,6 / 4,12 = 0,87$ la méthode forfaitaire est applicable

b-Moment isostatique : $M_{0i} = q_{ui} \times L_i^2 / 8$

Travée AB : $L(AB) = 4,12 \text{ m}$

$$\text{On a: } \begin{cases} ELU: M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,983 \times (4,12)^2}{8} = 14,82 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,992 \times (4,12)^2}{8} = 10,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC : $L(BC) = 3,60 \text{ m}$

$$\text{On a: } \begin{cases} ELU: M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,983 \times (3,6)^2}{8} = 11,31 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,992 \times (3,6)^2}{8} = 8,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c-Moment aux appuis:

- **Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$**

Les moments sont nuls, cependant le **BAEL 91/99** nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis. $M_A^{rive} = 0,15M_0$

$$\begin{cases} M_A^u = M_C^u = -0,15 \times 14,82 = -2,22 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_C^s = -0,15 \times 10,59 = -1,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Appuis intermédiaires

$$M_B = -0,6M_0 \rightarrow \begin{cases} ELU: M_B^U = -8,892 \text{ KN.m} \\ ELS: M_B^S = -6,354 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d-Moments en travées

$$M_{ti} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} \left[\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right] M_0 \dots \dots (Travée de rive) \\ \left[\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right] M_0 \dots \dots (Travée intermédiaire) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

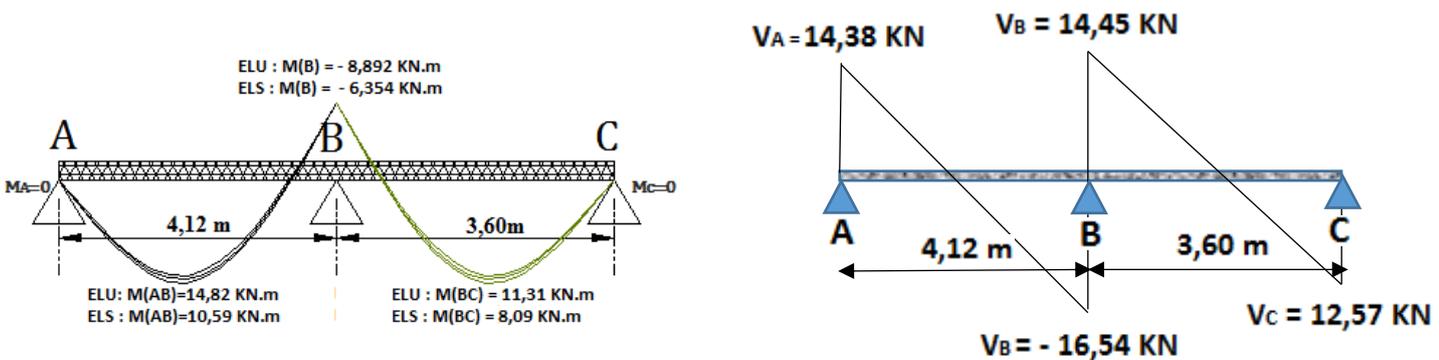
$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2,5}{5,18 + 2,5} = 0,326 ; \begin{cases} 1 + 0,3 \alpha = 1,1 \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,65 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,8M_0 \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,65M_0 \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{D'où : } M_{ti} = 0,8M_0 \rightarrow \begin{cases} M_t^u = 11,86 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 8,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

e-Evaluation des efforts tranchants

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6,983 \times 4,12}{2} = 14,38 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1,15 \times \frac{6,983 \times 4,12}{2} = -16,54 \text{ KN} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} V_B = -1,15 \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -1,15 \times \frac{6,983 \times 3,6}{2} = 14,45 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = \frac{6,983 \times 3,6}{2} = 12,57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Le diagramme des moments et des efforts tranchants a ELU et ELS



2.1.1.5. Ferrailage

$$M_{travée}^{max} = 14,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée}^{max} = 10,54 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ L'ELU: } M_{appuis}^{max} = \begin{cases} -2,22 \text{ KN.m (rive)} \\ -8,892 \text{ KN.m (int)} \end{cases} ; \quad A \text{ L'ELS: } M_{appuis}^{max} = \begin{cases} -1,59 \text{ KN.m (rive)} \\ -6,354 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

$$V^{max} = 16,54 \text{ KN}$$

Données : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ **Ferrailage en travée**

- **Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,059 \text{ MN.m} > M_{Tu}^{max} = 0,01482 \text{ MN.m}$$

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01482}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,0495 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne : } A_t = \frac{M_{Tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0,0495)} \right] = 0,0635$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0635) = 0,175$$

$$A_t = \frac{0,01482}{0,175 \times 348} = 2,43 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,43 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}12$

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

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$A_t^{min} = 1,41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,81 \text{ cm}^2 \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Ferrailage aux appuis** (Le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)).

- **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{int}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,008892}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,193 > 0,186 \rightarrow \text{pivot B}$$

Chapitre 2 Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

On a: $f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \mu_l = 0,392$; $\alpha_l = 0,668$; $\varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3}$

$$\mu_{bu} = 0,193 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_{au}^{int}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,27 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,161 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_a^{int} = \frac{0,008892}{0,161 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ On prend : } A_a^{int} = 1,92 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$A_t^{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_t = 2,28 \text{ cm}^2 \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

▪ **Appui de rive**

Tableau 2. 5. Calcul des sections de ferrailage des appuis de rive

μ_{bu}	α	Z(m)	$A_a^{rive} (\text{cm}^2)$	$A_a^{min} (\text{cm}^2)$
0,048 < 0,186 → Pivote A	0,061	0,176	0,362	0,217

❖ **Choix des barres**

- En travée :..... A = 2,43 cm² → soit 3HA12= 3,39 cm²
- En appui intermédiaire :..... A = 1,59 cm² → soit 1HA10 + 1HA12 = 1,92 cm²
- En appui de rive :..... A = 0,362 cm² → soit 1HA10 = 0,785 cm²

❖ **Ferrailage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \rightarrow \phi_t \geq \min(10; 5,71; 10) \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } A_t = 2\phi_t 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) = 16,2 \text{ cm} \\ 2. S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ 3. S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times k)} = 29,90 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{array} \right. K = 1 \text{ car}$$

$$S_t \leq \min(1; 2; 3) = 16,2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérfications à l'ELU**

• **Vérfication de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{16,54 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,919 \text{ MPa}$$

On a : F.P.N $\rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

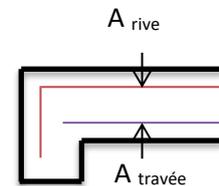
➤ **Vérfication des armatures longitudinales "A_l" vis-à-vis de l'effort tranchant V_u :**

• **Appuis de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} (16,54 \times 10^{-3}) = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2.$$

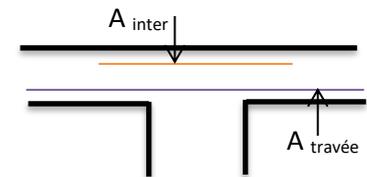
$\rightarrow A_l > 0,43 \text{ cm}^2 \dots \dots$ (condition vérifiée)



• **Appuis intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{int}}{0,9d} \right) \rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(16,54 \times 10^{-3} - \frac{8,892 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) \rightarrow A_l = -1,1 < 0$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2,36 + 1,57 = 3,93 \text{ cm}^2.$$



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

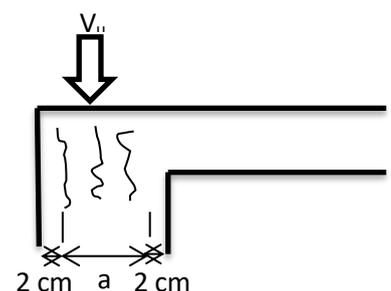
Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

➤ **Vérfication de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$\leftrightarrow V_u = 16,54 \text{ KN} \leq 108,135 \text{ KN} \dots$ (condition vérifiée).



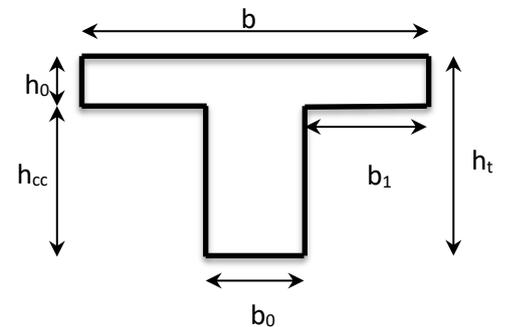
➤ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times v_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau}$$

avec $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm}$

$$\tau_1^u = \frac{0,275 \times 16,54 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,65 \times 0,04 \times 0,18} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^u = 1,08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots (\text{condition vérifiée}).$$



Commentaire : pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

➤ **Vérifications à l'ELS**

▪ **Vérification des contraintes**

* **En travée**

☞ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15(3,39) \times (18 - 4) = -191,9 \text{ cm}^3 < 0 \rightarrow \text{Section en T}$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

▪ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0)h_0)y - 15 \cdot A \cdot d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 270,85y - 1355,3 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 316,963 \rightarrow y = \begin{cases} 4,611 \text{ cm} \\ -4,611 \text{ cm} < 0 \text{ rejeté} \end{cases}$$

$$\Rightarrow y = 4,611 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65 \times (4,611)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(4,611 - 4)^3}{3} + 15 \times 3,39(18 - 4,611)^2 = 11235,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,54 \times 10^6}{11235,6 \times 10^4} \times 4,611 \times 10 \rightarrow \sigma_{bc} = 4,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots (\text{condition vérifiée}).$$

* En appui intermédiaire

Tableau 2. 6. Calcul des sections de ferrillage des appuis intermédiaires

Calculs	Vérifications
$\sqrt{\Delta}=126,58$	$b = b_0 = 10 \text{ cm}$
$Y = 8,65 \text{ cm}$	$M_{ser} = -6,354 \text{ KN.m}$
$I = 5658.653 \text{ cm}^4$	$\sigma_{bc} = 9,713 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
$\sigma_{bc} = 9,713 \text{ MPa}$	<i>Condition vérifiée.</i>

➤ **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n’y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{0,20}{4,12} \geq \frac{0,8 \times 0,01059}{15 \times 0,01059} \rightarrow 0,0485 > 0,053 \rightarrow \textit{condition non vérifiée} \\ 2). \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{10 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \rightarrow 0,0188 > 0,009 \rightarrow \textit{condition non vérifiée} \\ 3). l \leq 8 \text{ m} \rightarrow 4,12 \text{ m} < 8 \text{ m} \rightarrow \textit{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La (1) et (2) condition sont pas vérifiées \Rightarrow la vérification de la flèche est nécessaire.

Valeur limite des flèches (B.6.5. 3) :

On a des éléments reposant sur deux appuis donc :

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{l}{500} & \textit{si} \quad l \leq 5 \text{ m} \\ \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} & \textit{si} \quad l > 5 \text{ m} \end{cases}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l’ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l’ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d’exploitation.

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revêtement}}) = 5.18 \text{ KN/m}^2$$

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}}) = 2.85 + 0.9 = 3.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 5.18 + 2.5 = 7.68 \text{ KN/m}^2.$$

On a:

$$\Delta f \leq \bar{f}; l < 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4120}{500} = 8,24 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \text{BAEL 91/99}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G^{rev} = 3,75 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 7,68 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = M_0^g = 0,8 \left(\frac{5,18 \times 4,12^2}{8} \right) 0,65 = 5,71 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = M_0^j = 0,8 \left(\frac{3,75 \times 4,12^2}{8} \right) 0,65 = 4,14 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = M_0^p = 0,8 \left(\frac{7,68 \times 4,12^2}{8} \right) 0,65 = 8,47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

▪ **Modules de Young instantané et différé**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

▪ **Coefficients λ**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,0188 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{((2b + 3b_0)\rho)} = 2,27 (\text{Instantanée}). \\ \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 0,908 (\text{Diférée}). \end{array} \right.$$

On a: $y = 4,61 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $I = 11235,6 \text{ cm}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g}{I} (d - y) = 15 \frac{5,71 \times 10^{-3}}{11235,6 \times 10^{-8}} (0,18 - 0,0461) = 102,07 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j}{I} (d - y) = 15 \frac{4,14 \times 10^{-3}}{11235,6 \times 10^{-8}} (0,18 - 0,0461) = 64,06 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p}{I} (d - y) = 15 \frac{10,59 \times 10^{-3}}{11235,6 \times 10^{-8}} (0,18 - 0,0461) = 189,31 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = \left(0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0188 \times 102,07 + 2,1}\right) = 0,624 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,468 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,775 \end{cases}$$

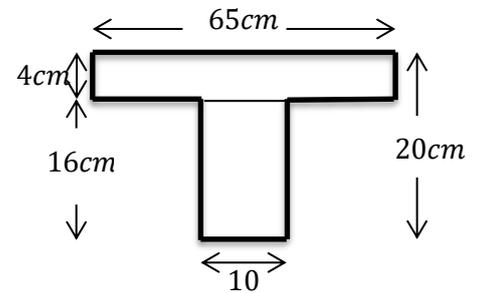
▪ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$y_G = \frac{b_0 \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0(h - h_0) \times \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0\right] + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15(A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = 6,19 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I_0 = 20817,92 \text{ cm}^4.$$



▪ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\Rightarrow \begin{cases} I_{f_{gv}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 1,462 \times 10^{-4} \text{ m}^4 & f_{gv} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}} = 6,128 \text{ mm} \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 1,110 \times 10^{-4} \text{ m}^4 & f_{ji} = M_{ser}^j \frac{l^2}{10E_i \times I_{f_{ji}}} = 1,951 \text{ mm} \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 0,830 \times 10^{-4} \text{ m}^4 & f_{pi} = M_{ser}^p \frac{l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}} = 5,337 \text{ mm} \\ I_{f_{gi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 0,948 \times 10^{-4} \text{ m}^4 & f_{gi} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}} = 3,150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (6,128 - 1,951) + (5,337 - 3,150) = 6,364 \text{ mm} < \bar{f} = 8,24 \text{ mm}.$$

- **Commentaire** : La flèche est vérifiée au niveau de Rez-de-chaussée, alors on garde le ferrailage adopté.

Chapitre 2 Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2. 7. Vérification de la flèche de poutrelle type 5

Travée (m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	M_{ser}^j (KN.m)	f_{gv}	f_{ji}	f_{pi}	f_{gi}	Δf (mm)	\bar{f} (mm)
4,12	3,39	11235,60	4,14	6,128	1,951	5,127	3,150	6,154	8,24
La flèche est vérifiée pour $A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$									

2.1.1.6. Tableaux récapitulatifs

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau 2. 8. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage habitation.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_U (KN)	Evaluation des moments		
	M_{au}^{rive} (KN.m)	M_{au}^{int} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)		M_{as}^{rive} (KN.m)	M_{as}^{int} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
1	-1,46	-4,867	7,956	11,896	-1,055	-3,517	5,75
2	-1,46	-5,84	7,47	12,437	-1,055	-4,22	5,40
3	-1,54	-5,141	8,404	12,226	-1,11	-3,715	6,074
4	-1,46	-4,867	6,835	11,896	-1,055	-3,517	4,939
5	-1,54	-6,169	7,89	12,782	-1,11	-4,458	5,703
6	-1,912	-7,649	9,784	14,233	-1,382	-5,528	7,071
7	-1,46	/	9,733	10,814	-1,055	/	7,034
MAX	-1,912	-7,649	9,784	14,233	-1,382	-5,528	7,071

Tableau 2. 9. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage de RDC.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_U (KN)	Evaluation des moments		
	M_{au}^{rive} (KN.m)	M_{au}^{int} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)		M_{as}^{rive} (KN.m)	M_{as}^{int} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
1	-1,70	-5,656	8,249	13,826	-1,213	-4,044	5,896
2	-1,79	-5,975	10,131	14,21	-1,28	-4,272	7,243
3	-1,79	-5,975	9,59	14,21	-1,28	-4,272	6,856
4	-2,22	-7,409	8,857	15,823	-1,59	-5,296	6,332
5	-2,22	-8,89	14,821	16,543	-1,59	-6,355	10,54
6	-1,70	/	11,313	12,569	-1,213	/	8,087
MAX	-2,22	-8,89	14,821	16,543	-1,59	-6,355	10,54

Tableau 2. 10. Sollicitation maximales des poutrelles dans la terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_U (KN)	Evaluation des moments		
	M_{au}^{rive} (KN. m)	M_{au}^{int} (KN. m)	M_{tu} (KN. m)		M_{as}^{rive} (KN. m)	M_{as}^{int} (KN. m)	M_{ts} (KN. m)
1	-1,737	-5,79	9,264	13,771	-1,268	-4,227	6,763
2	-1,644	-5,482	7,526	13,399	-1,20	-4,002	5,494
3	-1,644	-5,482	8,77	13,399	-1,20	-4,002	6,402
4	-1,644	-6,578	8,222	14,008	-1,20	-4,802	6,002
5	-2,154	-8,615	10,768	16,031	-1,572	-6,289	7,862
6	-1,644	/	10,963	12,181	-1,20	/	8,003
MAX	-2,154	-8,615	10,768	16,031	-1,572	-6,289	7,862

Tableau 2. 11. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Sollicitations les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_{au}^{rive} (KN. m)	M_{au}^{int} (KN. m)	M_{tu} (KN. m)	V_U (KN)	M_{as}^{rive} (KN. m)	M_{as}^{int} (KN. m)	M_{ts} (KN. m)
Terrasse inaccessible	-2,154	-8,615	10,768	16,031	-1,572	-6,289	7,862
Etage courant	-1,912	-7,649	9,784	14,233	-1,382	-5,528	7,071
RDC	-2,22	-8,89	14,82	16,543	-1,59	-6,355	10,54

Tableau 2. 12. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveau	Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	10,768	0,036	0,0458	0,1767	1,751	1,41	3HA12 = 3,39
	Appui(inter)	-8,615	0,0288	0,0365	0,1774	1,395	0,217	1HA10+1HA10=1,57
	Appui(rive)	-2,154	0,0072	0,009	0,1793	0,345	0,217	1HA10 = 0,79
Etage courant	Travée	9,784	0,0327	0,0415	0,177	1,588	1,41	3HA12 = 3,39
	Appui(inter)	-7,649	0,0256	0,0324	0,1777	1,237	0,217	1HA10+1HA10=1,57
	Appui (rive)	-1,912	0,0064	0,008	0,1794	0,306	0,217	1HA10 = 0,79
RDC	Travée	14,82	0,0495	0,0635	0,175	2,43	1,41	3HA12 = 3,39
	Appui(inter)	-8,89	0,0297	0,0377	0,1773	1,441	0,217	1HA10+1HA12=1,57
	Appui(rive)	-2,22	0,0074	0,0093	0,1793	0,356	0,217	1HA10 = 0,79

➤ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Tableau 2. 13. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveau	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armature longitudinale $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u < \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 \times d})$		
T. Inaccessible	0,891 < 3,33	3,15 > 0,461	4,92 > 1,99	16,031 < 108,135	1,05 < 3,33
E. Courant	0,791 < 3,33	3,15 > 0,409	3,93 > 1,767	14,233 < 108,135	0,929 < 3,33
RDC	0,919 < 3,33	4,18 > 0,476	5,31 > 2,05	16,543 < 108,135	1,08 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 2. 14. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	Endroit	M ^S (KN.m)	A _S (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	Travée	7,862	3,39	4,611	11235,60	3,226 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,289	1,57	7,149	3990,78	11,27 < 15	Vérifiée
Etages courants	Travée	7,071	3,39	4,611	11235,60	2,90 < 15	Vérifiée
	Appui	-5,528	1,57	7,149	3990,78	9,90 < 15	Vérifiée
RDC	Travée	10,54	3,39	4,611	11235,60	4,325 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,355	1,57	7,149	3990,78	11,38 < 15	Vérifiée

- **Commentaire :** On constate d'après les résultats obtenus, les contraintes sont vérifiées.

Tableau 2. 15. Vérification de la flèche pour la terrasse inaccessible et l'étage courant

Niveau	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δ f (mm)	f̄ (mm)
Terrasse inaccessible	3,39	3,917	11235,60	9,054	2,338	5,673	4,792	7,597	8,24
	La flèche est vérifiée pour $A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$								
Etage Courant	3,39	3,917	11235,60	6,858	2,338	4,862	3,555	5,827	8,24
	La flèche est vérifiée pour $A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$								

Tableau 2. 16. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Appui de rive	Appui intermédiaire	Travée
RDC			
Etage courant			
Terrasse inaccessible			

2.1.1.7. Etude de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3)

- Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

- ✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.
- ✓ $f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N:

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Barres parallèle (\perp) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N:

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

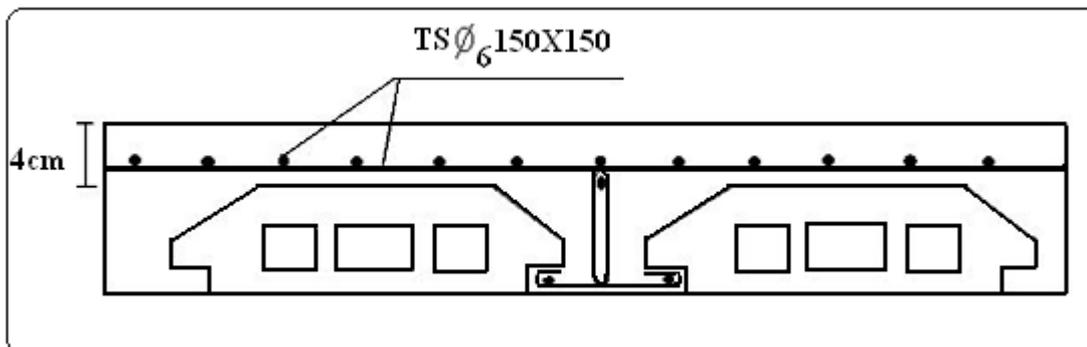


Figure 2.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

2.1.2. Planchers à dalles pleines

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

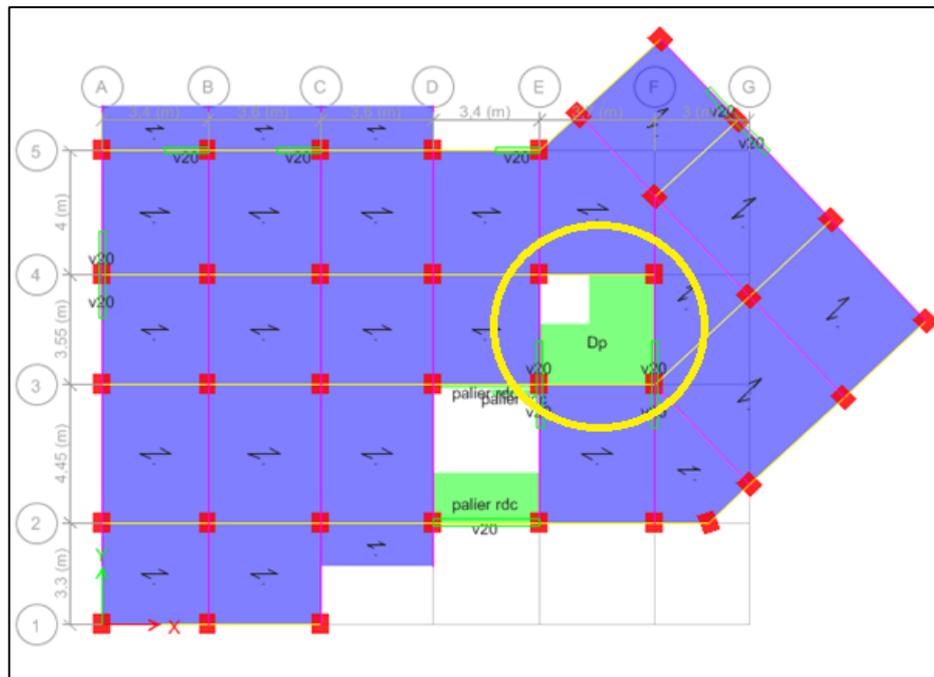


Figure 2.5. Emplacement de panneau de la dalle pleine

2.1.2.2. Pré dimensionnement

L'épaisseur e de la dalle pleine dépend essentiellement du mode d'appuis et du rapport entre la petite portée L_x et la grande portée L_y

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ pour les dalles sur 1 ou 2 appuis}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ pour les dalles sur 3 ou 4 appuis avec } \rho < 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ pour les dalles sur 3 ou 4 appuis avec } \rho > 0,4$$

Il y a lieu à tenir compte de critère de **coupe-feu** dans le dimensionnement :

$$e \geq 7 \text{ cm pour 1 heure de coupe – feu}$$

$$e \geq 11 \text{ cm pour 2 heure de coupe – feu}$$

$$e \geq 17,5 \text{ cm pour 4 heure de coupe – feu}$$

- **Remarque :**

Dans notre cas on a un seul type de dalle seulement et le résultat de calcul de l'épaisseur est dans le tableau suivant :

Tableau 2. 17. Dimensionnement de panneau de dalle pleine

Type	Nombre d'appuis	$\rho = L_x / L_y$	L'épaisseur (cm)	Schéma
DP	4	$\rho = L_x / L_y$ $\rho = 3,25 / 3,4$ $\rho = 0,95 > 0,4$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $7,22 \leq e \leq 8,125$ $e = 14 \text{ cm}$	

2.1.2.3. Etude des dalles pleines

➤ Exemple de calcul pour la dalle pleine (étage courant)

La dalle pleine repose sur 4 appuis

- Charge permanente : $GTOT = 5,83 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Avec : $L_x = 3,25 \text{ m}$ et $L_y = 3,40 \text{ m}$

$\Rightarrow \rho = 3,25/3,40 = 0,95 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens ($\parallel L_x$) et ($\parallel L_y$).

▪ Evaluation des charges

$$\begin{cases} q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,83 + 1,5 \times 2,5 = 11,62 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 5,83 + 2,5 = 8,33 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

▪ Calcul des sollicitations

$$\text{Moments isostatique : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y ?$

$$\text{ELU: } \begin{cases} \rho = 0,95 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0,0410. \\ \mu_y = 0,8875. \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \rho = 0,95 \\ v = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0,0483. \\ \mu_y = 0,9236. \end{cases}$$

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = 5,032 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4,464 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = 4,25 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3,925 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 2. 18. Estimations des moments dans le panneau DP

	ELU		ELS	
	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
M ₀	5,032	4,464	4,25	3,925
M ^{x,y} _{travée} = 0,85M ₀ ^{x,y}	4,277	3,794	3,612	3,336
M ^{x,y} _{appui(rive)} = -0,3M ₀ ^{x,y}	-1,51		-1,275	
M ^{x,y} _{appui(inter)} = -0,5M ₀ ^{x,y}	-2,516		-2,125	

➤ **Calcul du ferrailage à l'ELU**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire e×1m.

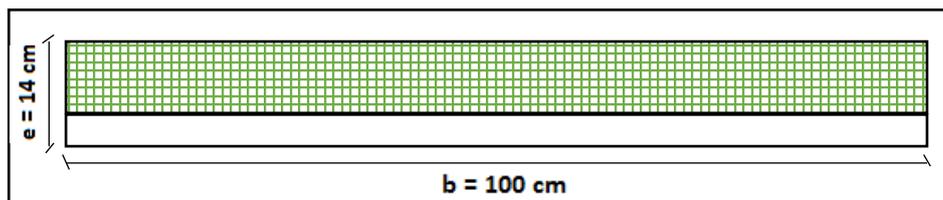


Figure 2. 6. Section de la dalle pleine à ferrillée

Données : FN ; b =100 cm ; h = 14cm ; e = 3 cm ; d= 11 cm ; f_{c28}= 25MPa ; f_{bu}= 14.2 MPa ; Fe400

❖ **Ferrailage de la travée :**

$\rho = 0,95 > 0,4$, la dalle travaille suivant deux sens, (|| L_x) et (|| L_y).

Suivant xx //

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,277 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,11)^2 \cdot 14,2} = 0,0249 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

A' = 0, pas d'armature comprimé.

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0249}] = 0,0315$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,11(1 - 0,4 \times 0,0315) = 0,1086$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{4,277 \times 10^{-3}}{0,1086 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : A_t = 5HA8 = 2,51 cm²/ml

Condition de non fragilités

$$\begin{cases} e = 14 \text{ cm} \\ \rho = 0,95 > 0,4 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \text{ avec } \rho_0 = 0,0008 \Rightarrow A_t^{min} = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^{min} = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour S_t on a :

$$S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Suivant yy //

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,794 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,11)^2 \cdot 14,2} = 0,022 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0$, pas d'armature comprimé.

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022}] = 0,0278$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,11(1 - 0,4 \times 0,0278) = 0,1088$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = \frac{3,794 \times 10^{-3}}{0,1086 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $A_t = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilités

$$\begin{cases} e = 14 \text{ cm} \\ \rho = 0,95 > 0,4 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \rho_0 \times b \times e \text{ avec } \rho_0 = 0,0008 \Rightarrow A_t^{min} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^{min} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour S_t on a :

$$S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

❖ Ferrailage en appuis :

Tableau 2. 19. Calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive

Calculs	Conclusions
$M_{\text{appui(rive)}}^{x,y} = 1,51 \text{ KN.m}$ $\mu_{bu} = 0,0088 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$ $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0,0088 < \mu_l = 0,392$	
$\alpha = 0,011$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{\text{rive}} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 5HA 8 /ml $A_a^{\text{rive}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$Z = 0,1095 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{\text{rive}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \Rightarrow Condition vérifiée $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau 2. 20. Calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires

Calculs	Conclusions
$M_{\text{appui(inter)}}^{x,y} = 2,516 \text{ KN.m}$ $\mu_{bu} = 0,0146 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$ $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0,0146 < \mu_l = 0,392$	
$\alpha = 0,0184$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{\text{rive}} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 5HA 8 /ml $A_a^{\text{rive}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$Z = 0,1092 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{\text{inter}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \Rightarrow Condition vérifiée $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Vérification a l'ELU

▪ Vérification l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = 10,29 \text{ KN.m} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 8,988 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_u^{\text{max}} = 10,29 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{10,29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,0935 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa (condition vérifiée)}.$$

Vérification des contraintes à l'ELS

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
 - ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
 - ✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta ft28} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
 - ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
 - ✓ y : position de l'axe neutre.
 - ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.
- $$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$
- $$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

En travée

Tableau 2. 21. Vérification des contraintes en travée suivant // xx

Calculs	Vérifications
$y = 2,53 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 2,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{st} = 141,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ \Rightarrow Conditions vérifiées
$I = 3240,85 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 2,82 \text{ MPa}$	

Tableau 2. 22. Vérification des contraintes en travée suivant // yy

Calculs	Vérifications
$y = 2,53 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 2,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{st} = 130,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ \Rightarrow Conditions vérifiées
$I = 3240,85 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 2,60 \text{ MPa}$	

Aux appuis :

Tableau 2. 23. Vérification des contraintes aux appuis

Calculs	Vérifications
$y = 2,53 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{st} = 83,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ \Rightarrow Conditions vérifiées
$I = 3240,85 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 1,66 \text{ MPa}$	

• Evaluation de la flèche

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

$$\begin{cases} \text{1) } e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) L \right] \\ \text{2) } A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

Sens x - x :

$$e = 14 \text{ cm} > \max[(0,0375L_x, 0,0425L_x)] = 13,81 \text{ cm} \dots (\text{condition vérifiée}).$$

$$A_t = 2,51 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 5,50 \text{ cm}^2 \dots (\text{condition vérifiée}).$$

Sens y - y :

$$e = 14 \text{ cm} < \max[(0,0375L_x, 0,0425L_x)] = 14,45 \text{ cm} \dots (\text{condition non vérifiée}).$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 5,50 \text{ cm}^2 \dots (\text{condition vérifiée}).$$

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Tableau 2. 24. Vérifications de la flèche à l'ELS

Types	Sens	$f_{gv} (mm)$	$f_{ji} (mm)$	$f_{pi} (mm)$	$f_{gi} (mm)$	$\Delta f (mm)$	$f^{adm} (mm)$	observation
DP	x-x	0,7216	0,3187	0,4553	0,2405	0,6177	6,50	Vérifiée
DP	y-y	0,7294	0,3221	0,4602	0,2431	0,6244	6,80	Vérifiée

2.1.2.6. Schéma de ferrailage

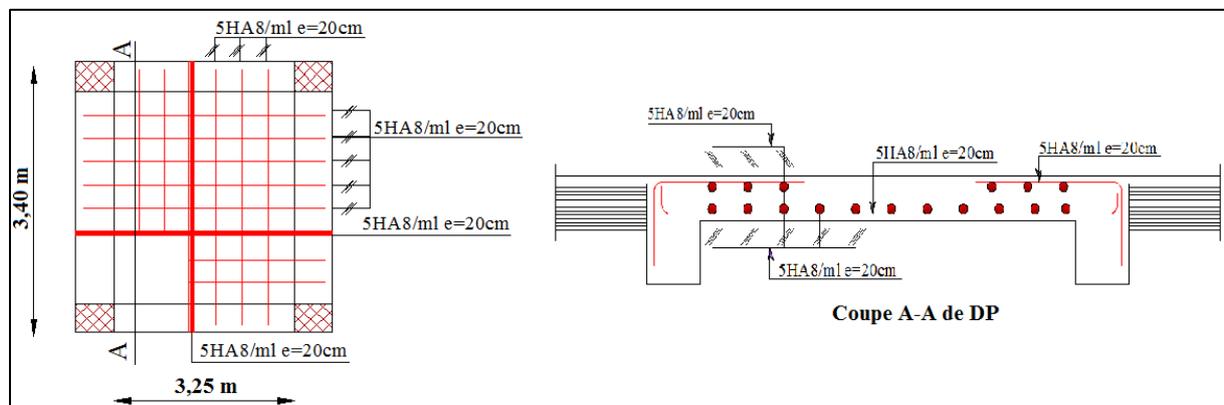


Figure 2. 7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine de l'étage courant

2.2. Etude des escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on va étudier le type d'escalier des étages courant.

2.2.1. Schéma statique de l'escalier

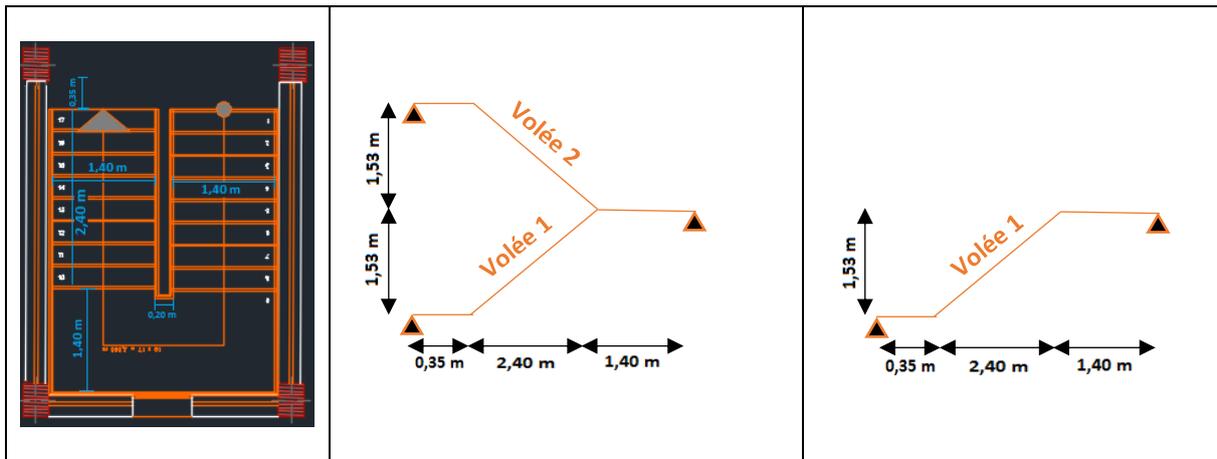


Figure 2. 8. Schéma statique de l'escalier

2.2.2. Pré dimensionnement de l'escalier

Si on pose $2h + g = 64\text{cm}$, on remplace h et g par leurs expression en fonction de n ,

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

$$64 n^2 - (64+2 \times 153+240) n + 2 \times 153 = 0 \Rightarrow 64 n^2 - 610 n + 306 = 0 \begin{cases} \sqrt{\Delta} = 542 \\ n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

$$\begin{cases} h = \frac{H_0}{n} = \frac{153}{9} = 17 \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

$59\text{cm} \leq 30 + 17 \times 2 \leq 64\text{cm} \Rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Epaisseur de la pailleasse :** Elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ avec } \begin{cases} L: \text{longeur total entre nus d'appuis;} \\ L_v: \text{longeur de la volée;} \\ L_p: \text{longeur du palier de repos.} \end{cases}$$

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{153}{240}\right) \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$L = L_{p1} + L_{p2} + L_v = \sqrt{(153)^2 + (240)^2} \Rightarrow L_v = 285\text{cm}$$

$$L = 140 + 35 + 285 = 460\text{cm}$$

$$\frac{460}{30} \leq e \leq \frac{460}{20} \Rightarrow 15,33 \leq e \leq 23\text{cm}; \text{ pour 2 heures de coupe - feu } e \geq 11\text{ cm}$$

On prend $\Rightarrow e = 16\text{ cm}$

2.2.3. Evaluation des charges sur les escaliers

Tableau 2. 25. Évaluation des charges revenant à la volée en dalle pleine

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	20	0,4
		Vertical	0,02×0,17/0.3	20	0,23
2	Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,4
		Vertical	0,02×0,17/0.3	20	0,23
3	Marches		h/2=0.17/2	22	1,87
4	Dalle pleine		0,16/cos(α)	25	4,74
5	Enduit de ciment		0,015/cos(α)	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0,6
Charge permanente G					8,79
Charge d'exploitation Q					2,5

Tableau 2. 26. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle plein

N°	Couches des matériaux	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur "e" (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.16	4
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente G				5,43
Charge d'exploitation Q				2,5

2.2.4. Etude de l'escalier

- * **Évaluation des charges et surcharges :**

$$Sur\ la\ volée \Rightarrow \begin{cases} G_V = 8,79\ KN/m^2 \\ Q_V = 2,50\ KN/m^2 \end{cases} ; \quad Sur\ le\ palier \Rightarrow \begin{cases} G_V = 5,43\ KN/m^2 \\ Q_V = 2,50\ KN/m^2 \end{cases}$$

- * **Combinaison des charges : b = 1 ml**

$$Volée \Rightarrow \begin{cases} ELU : q_v^u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(8,79) + 1,5(2,5) = 15,62\ KN/ml. \\ ELS : q_v^s = G + Q = 8,79 + 2,5 = 11,29\ KN/ml. \end{cases}$$

$$Palier \Rightarrow \begin{cases} ELU : q_p^u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(5,43) + 1,5(2,5) = 11,08\ KN/ml. \\ ELS : q_p^s = G + Q = 5,43 + 2,5 = 7,93\ KN/ml. \end{cases}$$

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

- A ELU :

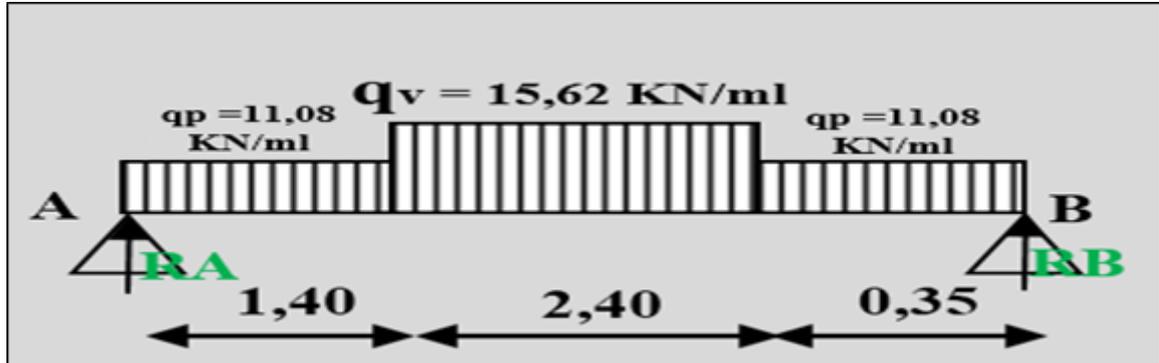


Figure 2. 9. Chargement sur l'escalier à L'ELU

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11,08 * 1,4) + (15,62 * 2,4) + (11,08 * 0,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 56,88 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4,15 * R_B = (11,08 * 1,4 * 0,7) + (15,62 * 2,4 * 2,6) + (11,08 * 0,35 * 3,975)$$

$$\Rightarrow R_B = 29,82 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow 4,15 * R_A = (11,08 * 1,4 * 3,45) + (15,62 * 2,4 * 1,55) + (11,08 * 0,35 * 0,175)$$

$$\Rightarrow R_A = 27,06 \text{ KN/ml.}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

- Calcul à l'ELU :

Calcul par la méthode des sections :

* Tronçon 1: $0 \text{ m} \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow -T(x) - 11,08 * x + 27,06 = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -11,08 x + 27,06$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T(0) = 27,06 \text{ KN/ml.} \\ x = 1,4 \Rightarrow T(1,4) = 11,55 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -5,54 x^2 + 27,06 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m/ml.} \\ x = 1,4 \Rightarrow M(1,4) = 27,03 \text{ KN.m/ml.} \end{array} \right.$$

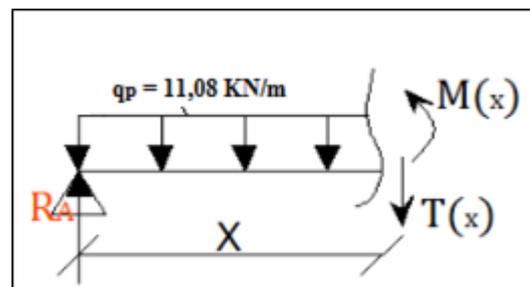


Figure 2. 10. Schéma statique de tronçon 1

* Tronçon 2 : $1,4 \text{ m} \leq x \leq 3,8 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow -T(x) + 27,06 - 11,08 * 1,4 - 15,62(x - 1,4) = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -15,62 x + 33,416$$

$$\begin{cases} x = 1,4 \Rightarrow T(1,4) = 11,55 \text{ KN/ml.} \\ x = 3,8 \Rightarrow T(3,8) = -25,94 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -7,81 x^2 + 33,416 x - 4,4492$$

$$\begin{cases} x = 1,4 \Rightarrow M(1,4) = 27,03 \text{ KN.m/ml.} \\ x = 3,8 \Rightarrow M(3,8) = 9,76 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

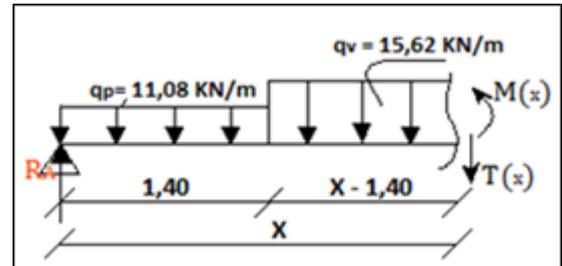


Figure 2.11. Schéma statique de tronçon 2

M_u^{max} et V_u^{max} ?

On a : $\frac{dM}{dx} = -15,62 x + 33,416 = 0 \Rightarrow x = 2,139 \text{ m} \Rightarrow M_u^{max}(2,139) = 31,29 \text{ KN.m/ml.}$

$$\begin{cases} M_{travée}^{max} = 0,75 M_u^{max} = 0,75(31,29) = 23,47 \text{ KN.m/ml.} \\ M_{appui}^{max} = -0,5 M_u^{max} = -0,5(31,29) = -15,65 \text{ KN.m/ml.} \\ V_u^{max} = 27,06 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

* Tronçon 3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 0,35 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) - 11,08 x + 29,82 = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = 11,08 x - 29,82$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -29,82 \text{ KN/ml.} \\ x = 0,35 \Rightarrow T(0,35) = -25,94 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -5,54 x^2 + 29,82 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m/ml.} \\ x = 0,35 \Rightarrow M(0,35) = 9,76 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

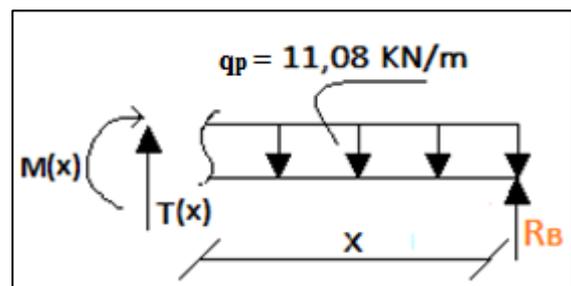


Figure 2.12. Schéma statique de palier

* Ferrailage de l'escalier

➤ **Calcul à l'ELU :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN ; $e = 16 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 14 \text{ cm}$, $F_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$.

Tableau 2. 27. Résultats de ferrillages de la volée

Zone	M_u^{max} (KN. m/ml)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	23,47	0,0843	0,11	0,1338	5,04	1,69	5HA12=5,65	25
Appui	-15,65	0,0562	0,072	0,136	3,31	1,69	5HA12=5,65	25

▪ **Vérifications**

➤ **Calcul à ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{27,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,193 \text{ MPa} < \tau^{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}.$$

⇒ Pas besoin des armatures transversales.

• **Calcul des armatures de répartition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On choisit : } 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ \text{En appui : } A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On choisit : } 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \end{array} \right.$$

• **Sens principale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ \text{En appui : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

• **Sens secondaire :**

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$

➤ **Calcul à l'ELS :**

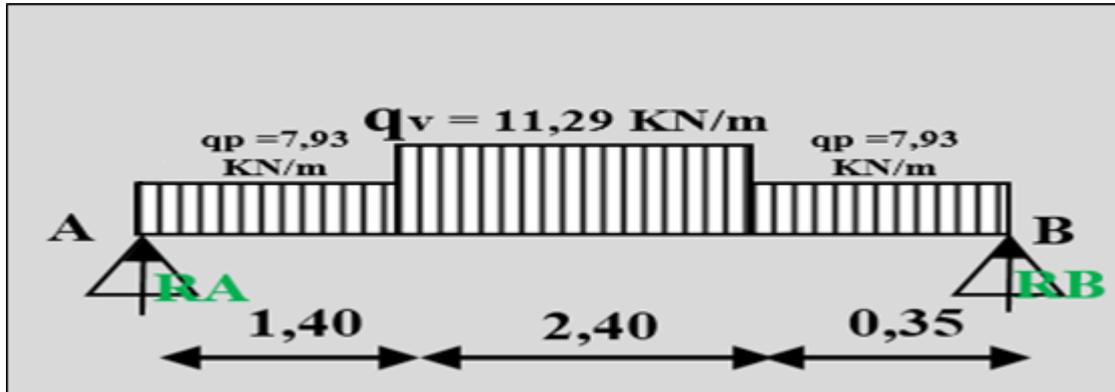


Figure 2.13. Chargement sur l'escalier a L'ELS

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (7,93 * 1,4) + (11,29 * 2,4) + (7,93 * 0,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 40,97 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4,15 * R_B = (7,93 * 1,4 * 0,7) + (11,29 * 2,4 * 2,6) + (7,93 * 0,35 * 3,975)$$

$$\Rightarrow R_B = 21,51 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow 4,15 * R_A = (7,93 * 1,4 * 3,45) + (11,29 * 2,4 * 1,55) + (7,93 * 0,35 * 0,175)$$

$$\Rightarrow R_A = 19,466 \text{ KN/ml.}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :
- Calcul a l'ELS :

Calcul par la méthode des sections :

- * Tronçon 1: $0 \text{ m} \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow -T(x) - 7,93 * x + 19,466 = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -7,93 x + 19,466$$

$$\{ x = 0 \Rightarrow T(0) = 19,466 \text{ KN/ml.}$$

$$\{ x = 1,4 \Rightarrow T(1,4) = 8,364 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -3,965 x^2 + 19,466 x$$

$$\{ x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\{ x = 1,4 \Rightarrow M(1,4) = 19,48 \text{ KN.m/ml.}$$

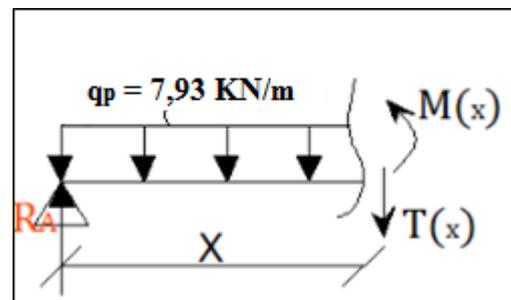


Figure 2.14. Schéma statique de tronçon 1

- * Tronçon 2 : $1,4 \text{ m} \leq x \leq 3,8 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow -T(x) + 19,466 - 7,93 * 1,4 - 11,29(x - 1,4) = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -11,29 x + 24,17$$

$$\begin{cases} x = 1,4 \Rightarrow T(1,4) = 8,364 \text{ KN/ml.} \\ x = 3,8 \Rightarrow T(3,8) = -18,73 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -5,645 x^2 + 24,17 x - 3,2928$$

$$\begin{cases} x = 1,4 \Rightarrow M(1,4) = 19,48 \text{ KN.m/ml.} \\ x = 3,8 \Rightarrow M(3,8) = 7,04 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

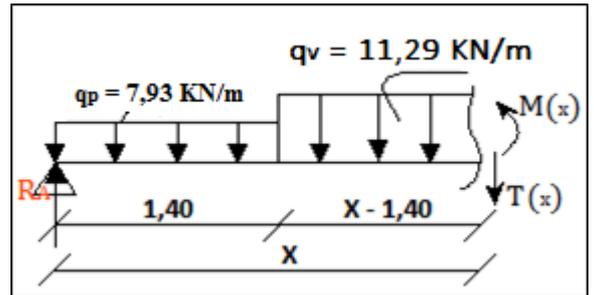


Figure 2.15. Schéma statique de tronçon 2

M_u^{max} et V_u^{max} ?

On a : $\frac{dM}{dx} = -11,29 x + 24,17 = 0 \Rightarrow x = 2,141 \text{ m} \Rightarrow M_s^{max}(2,139) = 22,58 \text{ KN.m/ml.}$

$$\begin{cases} M_{travée}^{max} = 0,75 M_s^{max} = 0,75(22,58) = 16,93 \text{ KN.m/ml.} \\ M_{appui}^{max} = -0,5 M_s^{max} = -0,5(22,58) = -11,29 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

* Tronçon 3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 0,35 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) - 7,93 x + 21,51 = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = 7,93 x - 21,51$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -21,51 \text{ KN/ml.} \\ x = 0,35 \Rightarrow T(0,35) = -18,73 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -3,965 x^2 + 21,51 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m/ml.} \\ x = 0,35 \Rightarrow M(0,35) = 7,04 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

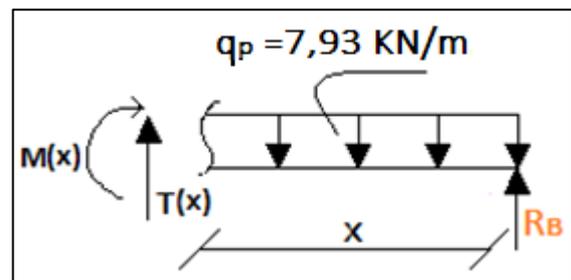


Figure 2.16. Schéma statique de palier

- Vérification des contraintes
 - En travée

Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + (15A_t)y - 15.A_t.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1186.5 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 494,45 \Rightarrow y = \begin{cases} 4,09 \text{ cm} \\ -4,09 \text{ cm} < 0 \text{ rejeté} \end{cases} \Rightarrow y = 4,09 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times (4,09)^3}{3} + 15 \times 5,65(14 - 4,09)^2 = 10603,73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16,93 \times 10^6}{10603,73 \times 10^4} \times 4,09 \times 10 \rightarrow \sigma_{bc} = 6,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots (\text{condition vérifiée}).$$

➤ **Aux appuis**

$$\frac{b}{2}y^2 + (15A_t)y - 15.A_t.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1186.5 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 494,45 \Rightarrow y = \begin{cases} 4,09 \text{ cm} \\ -4,09 \text{ cm} < 0 \text{ rejeté} \end{cases} \Rightarrow y = 4,09 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times (4,09)^3}{3} + 15 \times 5,65(14 - 4,09)^2 = 10603,73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,29 \times 10^6}{10603,73 \times 10^4} \times 4,09 \times 10 \rightarrow \sigma_{bc} = 4,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots (\text{condition vérifiée}).$$

▪ **Vérification des contraintes dans le béton :**

➤ **En travée :**

* **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{10M_0}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow 0,038 < 0,075 \\ \frac{A_t}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,004 < 0,0105 \\ l < 8 \text{ m} \Rightarrow 4,15 \text{ m} < 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

La (1) condition n'est pas vérifiée \Rightarrow la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Calcul des moments max en travées :**

➤ **Les charges :**

$$G_{volée} = 8,79 \text{ KN/m}^2 ; G_{palier} = 5,43 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; M_t^{max} = 0,85M_0$$

$$b = b_0 = 100 \text{ cm} ; h = e = 16 \text{ cm} ; h_0 = 0 \text{ cm} ; A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

➤ **Les charges sur l'escalier :**

* **Volée :**

$$G = 8,79 \text{ KN/m}^2.$$

$$j = (G_{dalle\ pleine} + G_{marches} + G_{garde\ corps}) = 4,74 + 1,87 + 0,6 = 7,21 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 8,79 + 2,5 = 11,29 \text{ KN/m}^2.$$

* On applique la méthode des sections pour chaque chargement par (1 m²)

$$\begin{cases} q_g^{volée} = 8,79 \text{ KN/ml.} \\ q_j^{volée} = 7,21 \text{ KN/ml.} \\ q_p^{volée} = 11,29 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

* **Palier :**

$$G = 5,43 \text{ KN/m}^2.$$

$$j = (G_{dalle\ pleine}) = 4 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5,43 + 2,5 = 7,93 \text{ KN/m}^2.$$

* On applique la méthode des sections pour chaque chargement par (1 m²)

$$\begin{cases} q_g^{palier} = 5,43 \text{ KN/ml.} \\ q_j^{palier} = 4,00 \text{ KN/ml.} \\ q_p^{palier} = 7,93 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- Calcul des moments en travées sous les différents types des chargements (**g**), (**j**), (**p**), par la méthode des sections :

* **Sous g :** $q_g^{volée} = 8,79 \text{ KN/ml}$; $q_g^{palier} = 5,43 \text{ KN/ml}$.

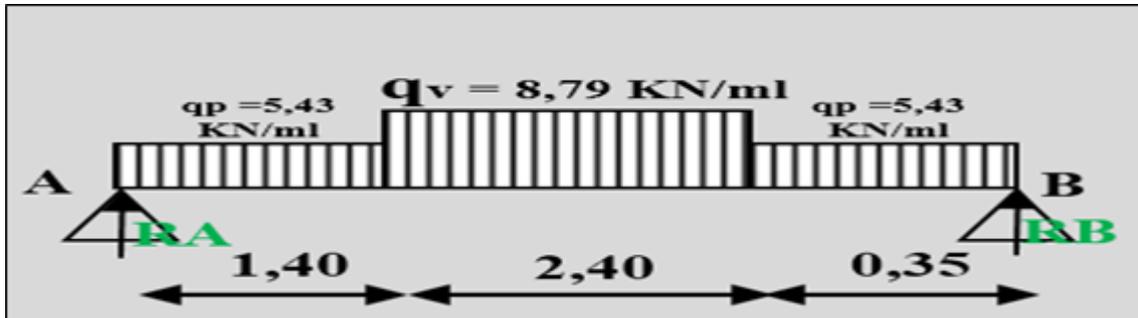


Figure 2. 17. Chargement de l'escalier sous g

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (5,43 * 1,4) + (8,79 * 2,4) + (5,43 * 0,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 30,60 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4,15 * R_B = (5,43 * 1,4 * 0,7) + (8,79 * 2,4 * 2,6) + (5,43 * 0,35 * 3,975)$$

$$\Rightarrow R_B = 16,32 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow 4,15 * R_A = (5,43 * 1,4 * 3,45) + (8,79 * 2,4 * 1,55) + (5,43 * 0,35 * 0,175)$$

$$\Rightarrow R_A = 14,28 \text{ KN/ml.}$$

* **Tronçon 2 : 1,4 m ≤ x ≤ 3,8 m**

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -4,395 x^2 + 18,98 x - 3,2928$$

$$\{ x = 1,4 \Rightarrow M(1,4) = 14,665 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\{ x = 3,8 \Rightarrow M(3,8) = 5,367 \text{ KN.m/ml.}$$

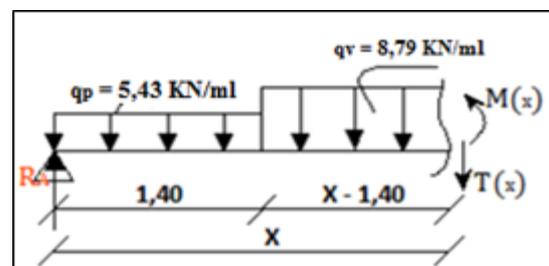


Figure 2.18. Schéma statique de tronçon 2

M_0^{max} ?

$$\text{On a : } \frac{dM}{dx} = -8,79 x + 18,98 = 0 \Rightarrow x = 2,159 \text{ m} \Rightarrow M_0^{max}(2,159) = 17,20 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{travée}^{max} = 0,85 M_0^{max} = 0,75(17,20) = 12,90 \text{ KN.m/ml.}$$

* Sous j: $q_g^{volée} = 7,21 \text{ KN/ml}$; $q_g^{palier} = 4 \text{ KN/ml}$.

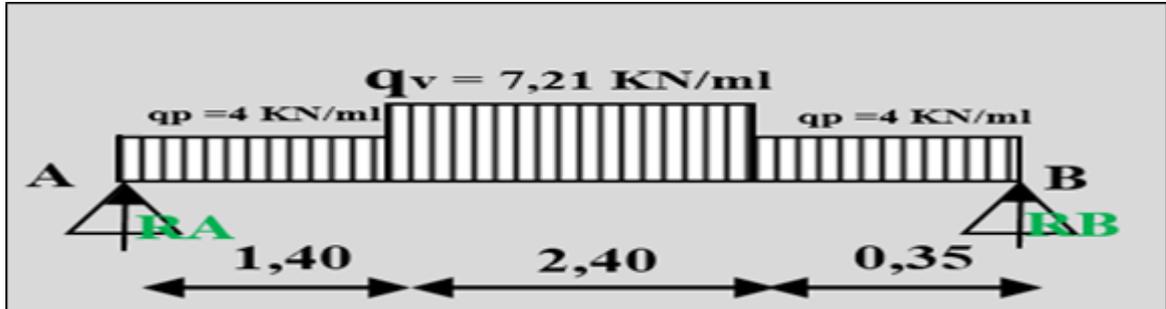


Figure 2. 19. Chargement de l'escalier sous j

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (4 * 1,4) + (7,21 * 2,4) + (4 * 0,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 24,31 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4,15 * R_B = (4 * 1,4 * 0,7) + (7,21 * 2,4 * 2,6) + (4 * 0,35 * 3,975)$$

$$\Rightarrow R_B = 13,13 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow 4,15 * R_A = (4 * 1,4 * 3,45) + (7,21 * 2,4 * 1,55) + (4 * 0,35 * 0,175)$$

$$\Rightarrow R_A = 11,28 \text{ KN/ml.}$$

Tronçon 2 : $1,4 \text{ m} \leq x \leq 3,8 \text{ m}$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -3,605 x^2 + 15,67 x - 3,1458$$

$$\{ x = 1,4 \Rightarrow M(1,4) = 11,73 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\{ x = 3,8 \Rightarrow M(3,8) = 4,34 \text{ KN.m/ml.}$$

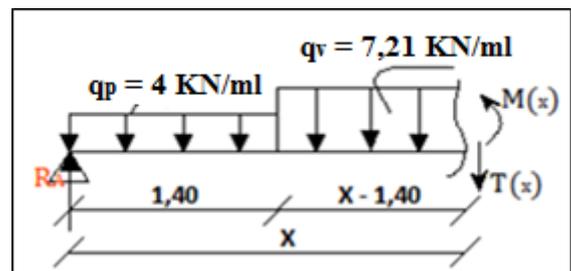


Figure 2.20. Schéma statique de tronçon 2

M_0^{max} ?

$$\text{On a : } \frac{dM}{dx} = -7,21 x + 15,67 = 0 \Rightarrow x = 2,173 \text{ m} \Rightarrow M_0^{max}(2,173) = 13,88 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{travée}^{max} = 0,85 M_0^{max} = 0,75(13,88) = 10,41 \text{ KN.m/ml.}$$

* **Sous p :** $q_g^{volée} = 11,29 \frac{KN}{ml}$; $q_g^{palier} = 7,93 KN/ml$.

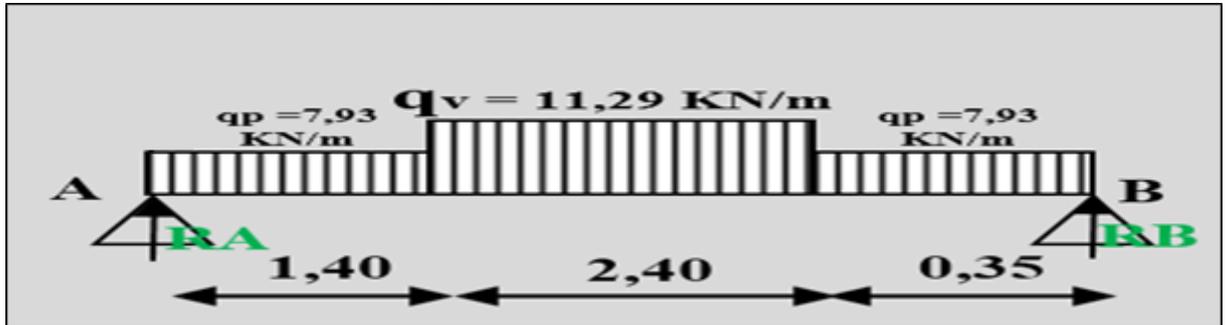


Figure 2. 21. Chargement de l'escalier sous p

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 5,674 + (7,93 * 1,4) + (11,29 * 2,4) + (7,93 * 0,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 40,98 KN/ml.$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4,15 * R_B = (7,93 * 1,4 * 0,7) + (11,29 * 2,4 * 2,6) + (7,93 * 0,35 * 3,975)$$

$$\Rightarrow R_B = 21,51 KN/ml.$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow 4,15 * R_A = (7,93 * 1,4 * 3,45) + (11,29 * 2,4 * 1,55) + (7,93 * 0,35 * 0,175)$$

$$\Rightarrow R_A = 19,47 KN/ml.$$

Tronçon 2 : $1,4 m \leq x \leq 3,8 m$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = -5,645 x^2 + 24,17 x - 3,2928$$

$$\{ x = 1,4 \Rightarrow M(1,4) = 19,48 KN.m/ml.$$

$$\{ x = 3,8 \Rightarrow M(3,8) = 7,04 KN.m/ml.$$

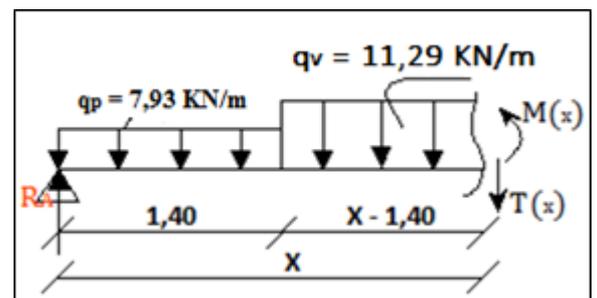


Figure 2.22. Schéma statique de tronçon 2

M_0^{max} ?

$$\text{On a : } \frac{dM}{dx} = -5,645 x + 24,17 = 0 \Rightarrow x = 2,141 m \Rightarrow M_0^{max}(2,141) = 22,58 KN.m/ml.$$

$$M_{travée}^{max} = 0,85 M_0^{max} = 0,75(22,58) = 17,14 KN.m/ml.$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{st}^{(g)} = 12,90 \text{ KN.m/ml.} \\ M_{st}^{(j)} = 10,41 \text{ KN.m/ml.} \\ M_{st}^{(p)} = 17,14 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

* **Caractéristique géométrique de la section :**

▪ **Calcul de y_G et I_0 :**

$$y_G = \frac{b_0 \times h^2/2 + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + 15(A + A')} = \frac{100 \times 16^2/2 + 15(5,65 \times 14)}{100 \times 16 + 15 \times 5,65} \Rightarrow y_G = 8,30 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y_G)^2 = \frac{100 \times 8,3^3}{3} + \frac{100(16 - 8,3)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (14 - 8,3)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 37030,86 \text{ cm}^4$$

▪ **Coefficients λ**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 14} = 0,004 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{((2b + 3b_0)\rho)} = 5,25 \text{ (Instantanée).} \\ \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 2,1 \text{ (Diférée).} \end{cases}$$

On a : $y = 4,09 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$; $I = 10603,73 \text{ cm}^4$

* **Les contraintes de traction dans l'acier :**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g}{I} (d - y) = 15 * \frac{12,9 \times 10^{-3}}{10603,73 \times 10^{-8}} (0,14 - 0,0409) = 180,84 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j}{I} (d - y) = 15 * \frac{10,41 \times 10^{-3}}{10603,73 \times 10^{-8}} (0,14 - 0,0409) = 145,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p}{I} (d - y) = 15 * \frac{17,14 \times 10^{-3}}{10603,73 \times 10^{-8}} (0,14 - 0,0409) = 240,28 \text{ MPa} \end{cases}$$

* **Calcul des coefficients μ :**

$$\mu_g = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 180,84 + 2,1}\right) = 0,264$$

$$\mu_j = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 145,93 + 2,1}\right) = 0,171$$

$$\mu_p = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 240,28 + 2,1}\right) = 0,382$$

* **Calcul de modules de Young instantané et différé :**

$$\begin{cases} E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.58 \text{ MPa} \end{cases}$$

▪ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gv}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} * 10^{-8} = \frac{1.1 * 37030,86}{1 + 2,1 * 0,264} * 10^{-8} = 2,62 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} * 10^{-8} = \frac{1,1 * 37030,86}{1 + 5,25 * 0,171} * 10^{-8} = 2,146 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} * 10^{-8} = \frac{1,1 * 37030,86}{1 + 5,25 * 0,382} * 10^{-8} = 1,355 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{f_{gi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} * 10^{-8} = \frac{1,1 * 37030,86}{1 + 5,25 * 0,264} * 10^{-8} = 1,707 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} f_{gv} = M_{st}^g \frac{l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}} = 12,90 * \frac{(4,15)^2 * 10^{-3}}{10 * 10818 * 86 * 2,62 * 10^{-4}} * 10^3 = 7,84 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{st}^j \frac{l^2}{10E_i \times I_{f_{ji}}} = 10,41 * \frac{(4,15)^2 * 10^{-3}}{10 * 32456,58 * 2,146 * 10^{-4}} * 10^3 = 2,574 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{st}^p \frac{l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}} = 17,14 * \frac{(4,15)^2 * 10^{-3}}{10 * 32456,58 * 1,355 * 10^{-4}} * 10^3 = 6,71 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{st}^g \frac{l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}} = 12,90 * \frac{(4,15)^2 * 10^{-3}}{10 * 32456,58 * 1,707 * 10^{-4}} * 10^3 = 4,01 \text{ mm} \end{cases}$$

▪ **Vérification de la flèche :**

On a :

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4150}{500} = 8,30 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \text{BAEL 91/99}$$

$$\Rightarrow \Delta f = (7,84 - 2,574) + (6,71 - 4,01) = 7,966 \text{ mm.}$$

D'où :

$$\Rightarrow \Delta f = 7,966 \text{ mm} < \bar{f} = 8,30 \text{ mm.}$$

\Rightarrow La flèche est vérifiée.

2.2.4.3. Schéma de ferrailage de l'escalier

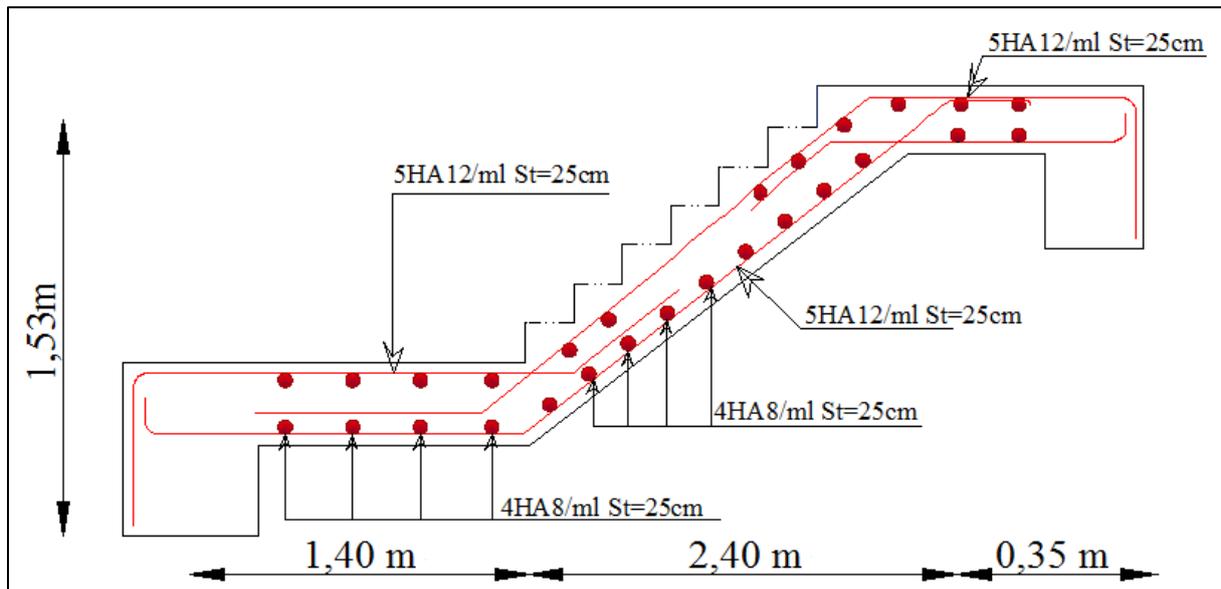


Figure 2. 23. Schéma de ferrailage de l'escalier.

2.2.5. Poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

2.2.5.1. Schéma statique de la poutre palière à tous les niveaux

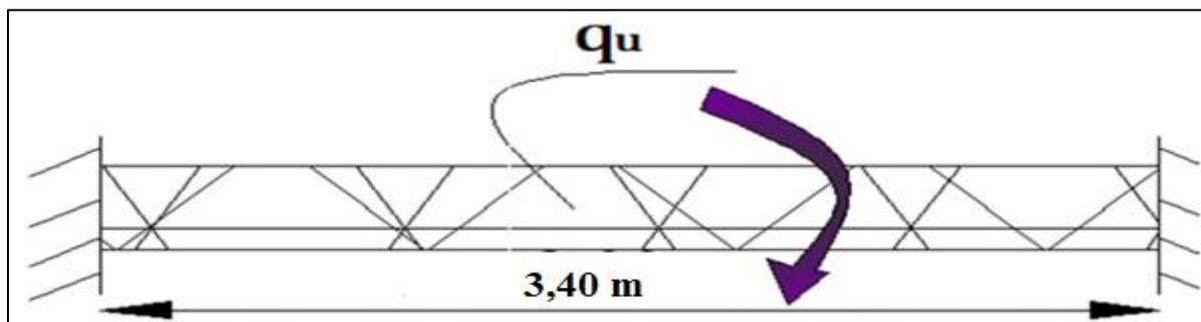


Figure 2. 24. Schéma statique de la poutre palière

2.2.5.2. Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,67 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

- Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend: } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

2.2.5.3. Calcul de la poutre palière

- Calcul a la flexion simple

Poids propre de la poutre : $g_0 = \gamma_b * b * h = 25 * 0,3 * 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$.

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A

$$\begin{cases} \text{ELU : } R_{Au} = 34,72 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELS : } R_{As} = 25,14 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Tableau 2. 28. Sollicitation de la poutre palière

Moment(ELU)	Moment(ELS)
$q_u = 1,35g_0 + R_{Au}$ $q_u = 38,26 \text{ KN/ml}$ $M_0 = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{38,26 * 3,4^2}{8}$ $\Rightarrow M_{0u} = 55,28 \text{ KN.m/ml}$ $M_{tu} = 0,85M_{0u} = 47,00 \text{ KN.m/ml}$ $M_{au} = 0,4M_{0u} = 22,11 \text{ KN.m/ml}$	$q_s = g_0 + R_{As}$ $q_s = 27,765 \text{ KN/ml}$ $M_s = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{27,765 * 3,4^2}{8}$ $\Rightarrow M_{0s} = 40,12 \text{ KN.m/ml}$ $M_{ts} = 0,85M_{0s} = 34,10 \text{ KN.m/ml}$ $M_{as} = 0,4M_{0s} = 16,05 \text{ KN.m/ml}$

- L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{38,26 * 3,4}{2} = 65,08 \text{ KN/ml}$$

Le calcul de ferrailage est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 2. 29. Ferrailage de la poutre palière

$$d = 0,9h = 0,9(35) = 31,5 \text{ cm}$$

	M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
En travée	47,00	0,0111	0,148	0,296	4,56
En appui	22,11	0,052	0,067	0,306	2,07
$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2/ml$					

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{65,08 * 10^{-3}}{0,3 * 0,315} = 0,689 \text{ MPa} \leq \tau_u = \min\left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

- Armatures transversales a la flexion simple

$$\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 31,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

$$A_t \geq 0,4 * \frac{b * S_t}{f_e} = 0,4 * \frac{0,3 * 0,2}{400}$$

$$A_t = 6 * 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,6 \text{ cm}^2.$$

- Calcul à la torsion

Tableau 2. 30. Tableau récapitulatif des sollicitations et vérification du cisaillement

Torsion		
Le moment à l'appui déjà calculé		$M_a = 22,11 \text{ KN.m}$
La petite dimension		$b = 30 \text{ cm}$
Epaisseur de la paroi de la section Creuse équivalent	$e = h/6 \text{ cm}$	$e = 5,83 \text{ cm}$
Section efficace	$(b - e) * (b - e)$	$\Omega = 705,04 \text{ cm}^2$
Périmètre de la section	$2 * [(b - e) + (h - e)]$	$U = 106,68 \text{ cm}$
Longueur de la poutre		$L = 370 \text{ cm}^2$
Moment de torsion	$M_{torsion} = M_a * l/2$	$M_{torsion} = 15,65 \text{ KN.m}$
Contrainte de torsion	$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 * e * \Omega}$	$\tau_{torsion} = 1,90 \text{ MPA}$
Armatures longitudinales	$A_l^{tors} = \frac{M_{torsion} * U}{2 * \Omega * f_{st}}$	$A_l^{tors} = 3,40 \text{ cm}^2/ml$
Armatures transversales	$A_{trans} = \frac{M_{torsion} * S_t}{2 * \Omega * f_{st}}$	$A_{trans} = 6,38 * 10^{-3} \text{ cm}^2/ml$
Contrainte de cisaillement	$\tau_{torsion} = \frac{V_u}{b * d}$	$\tau_{torsion} = 0,689 \text{ MPa}$
Contrainte admissible	$\min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) F.P.N$	$3,33 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau^2 = \sqrt{(\tau_{tors}^2 + \tau_u^2)} \leq \tau_{adm}^2$	$2,02 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$

2.2.5.4. Ferrailage globale

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } A_{st} = A_{travée}^{F.S} + \frac{A_l^{torsion}}{2} = 4,56 + \frac{3,4}{2} = 6,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui: } A_{sa} = A_{appui}^{F.S} + \frac{A_l^{torsion}}{2} = 2,07 + \frac{3,4}{2} = 3,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{sa} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Armature transversales :

$$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tors} = 0,60 + 6,38 * 10^{-3} = 0,61 \text{ cm}^2/ml$$

Soit $4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

Vérification des contraintes

- En travée

Tableau 2. 31. Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
$y = 7,06 \text{ cm}$	$M_{ts} = 34,10 \text{ KN.m/ml}$ $\sigma_b = 3,318 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.}$ Condition vérifiée
$I = 72566,25 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 3,318 \text{ MPa}$	

- En appui

Tableau 2. 32. Vérification des contraintes en appui

Calculs	Vérifications
$y = 5,95 \text{ cm}$	$M_{as} = 16,05 \text{ KN.m/ml}$ $\sigma_b = 1,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
$I = 52260,70 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 1,83 \text{ MPa}$	

Vérification de La flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,007 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ l < 8 \text{ m} \Rightarrow 4,40 \text{ m} < 8 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

2.2.5.5. Schéma de ferrailage

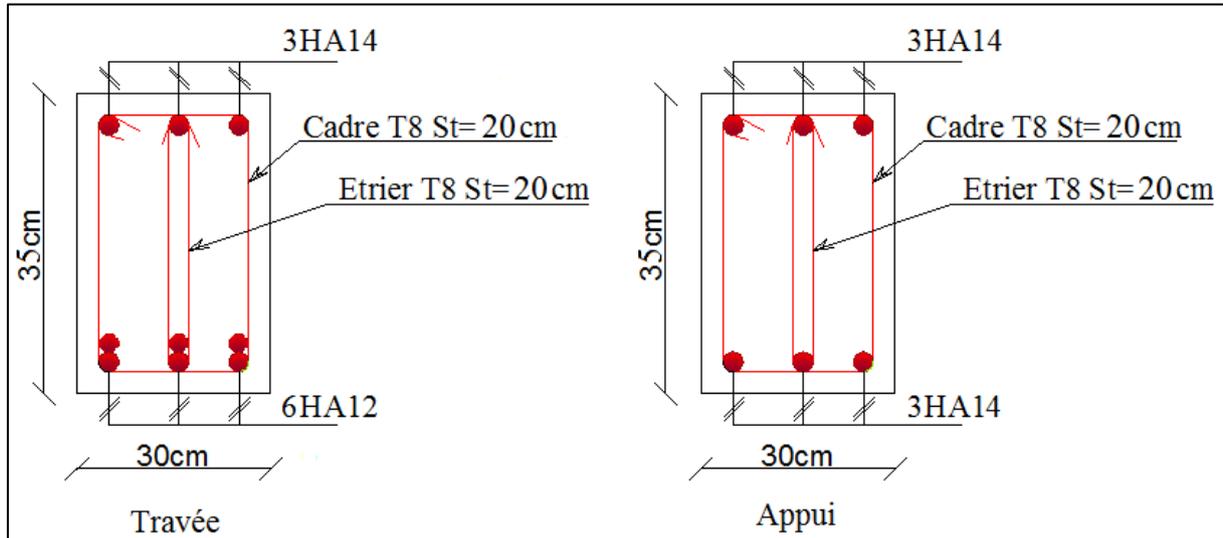


Figure 2. 25. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

2.3. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales et à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments.

2.3.1. Schéma statique de l'acrotère

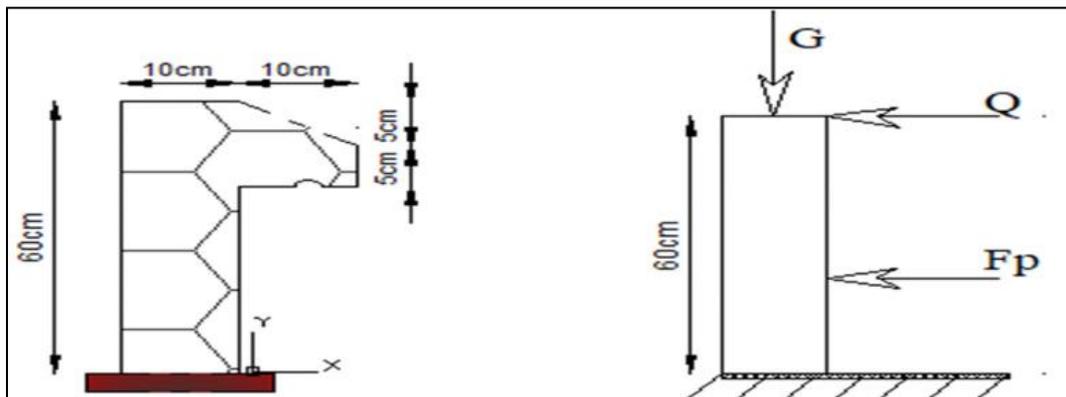


Figure 2. 26. Coupe transversale de l'acrotère et un schéma statique.

Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée*
- La fussionation est considérée comme préjudiciable*
- Le calcul se fait pour une bande de 1ml*

2.3.2. Evaluation des charges et surcharges

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.33. Charges revenant à l'acrotère

Hauteur (m)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/m)	G _T (KN)	Q (KN/m)	F _p (KN)
0,6	0,0675	1,688	1,958	1	0,94

2.3.3. Etude de l'acrotère

- Calcul des sollicitations
 - ✓ Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 0,06m \\ Y_i = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0,327m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 1,958 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,94 \times 0,327 = 0,307 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 2. 34. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	1,958	2,643	1,958
M (KN.m)	0,907	0,9	0,6

- ✓ Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{uacc}}{N_{uacc}} = \frac{0,907}{1,958} = 0,463 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

Chapitre 2 Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) : (excentricité réelle de calcul)

tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a : \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{0,6}{250}\right) = 2cm = 0,02m$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1 avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée il est généralement pris égal à 2.

l_f : Longueur de flambement avec $l_f = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2$ m

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 0,00864 \text{ m}$$

D'où : $e = 0,463 + 0,02 + 0,00864 = 0,492$ m

- Les sollicitations de calcul deviennent

-

$$\begin{cases} N_u = 2,643 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 2,643 \times 0,492 = 1,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2.3.4. Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU

$f_{bu}=14,2 \text{ MPA} ; f_{st}=348 \text{ MPA} ; N_u=2,643 \text{ KN} ; M_u=1,3 \text{ KN.m} ; d=7\text{cm(FN)}$

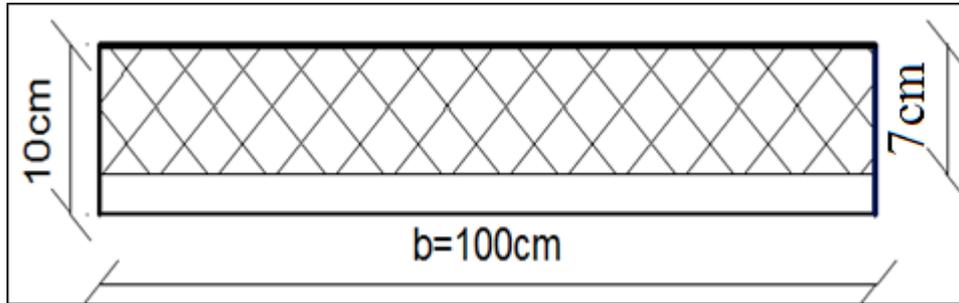


Figure 2. 27. Section droite de l'acrotère a ferrailé

La section est partiellement comprimée et e_0 est en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

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

Tableau 2. 35. Ferrailage de l'acrotère

$M_{ua}(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{calculée}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$\frac{A_s}{N_u/f_{st}}=A-$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2/\text{ml})$
1,35	0,019	0,024	0,069	0,56	0,55	0,845	4HA8=2,01

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{choisis}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Calcul des espacements

Sens principale : $S_t \leq 100 \div 4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100 \div 4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification à l'ELU

- Vérification au cisaillement

-

$V_u = F_p + Q = 1,94 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,028 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{adm} = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPA}\right) = 2,5\text{MPA}$$

$\tau_u = 0,028 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{adm} = 2,5\text{MPA} \Rightarrow \text{pas au risque de cisaillement .}$

➤ Vérifications à l'ELS :

• Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \\ \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} N_{ser} = 1,958 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPA} \\ \eta = 1,6 \end{cases}$$

• Calcul de y

$$(y = y_c + c)$$

Position du centre de poussée :

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,306 - 0,05 = 0,256 \text{ m}$$

D'après la convention de signes du BAEL on a N qui est un effort de compression

Donc : C = -0,256

On a $y_c^2 + py_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,191 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,0316 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Solution de l'équation (1) dépend de $\Delta = 4P^3 + 27q^2 = -9,10 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe trois racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivante :

$$-C \leq y_G \leq h - C \Rightarrow 0,256 \text{ m} \leq y_G \leq 0,356 \text{ m}$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0,279 \text{ m} \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0,504 \text{ m} \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0,226 \text{ m} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,505 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3/p}}{2p}\right) = 169,59^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend

$$\Rightarrow \begin{cases} y_c = 0,79m \\ y = y_c + c = 0,023 m \end{cases}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2}y^2 - 15A(d - y) = 1,228 \times 10^{-3}m^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0,37MPA < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPA \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 11,24MPA < \bar{\sigma}_s = 201,64 MPa \end{cases}$$

2.3.5. Schémas de ferrailage

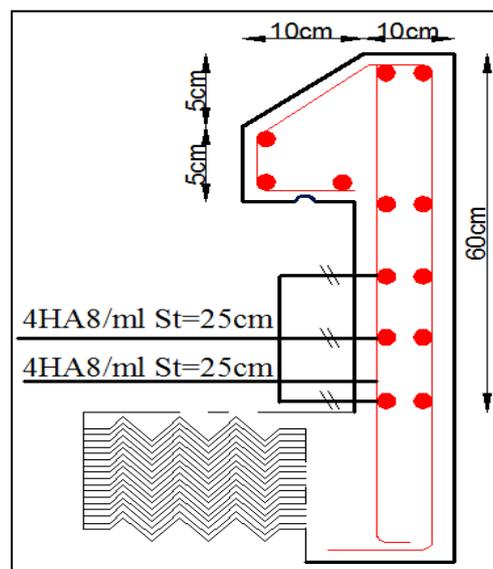


Figure 2. 28. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2.4. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

• **Remarque :**

Le système de levage de la cage d'ascenseur est assuré par un système mécanique placé au niveau du sous-sol.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour trois (03) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L_x : Longueur de l'ascenseur = 1,6 m
- L_y : Largeur de l'ascenseur = 1,6 m

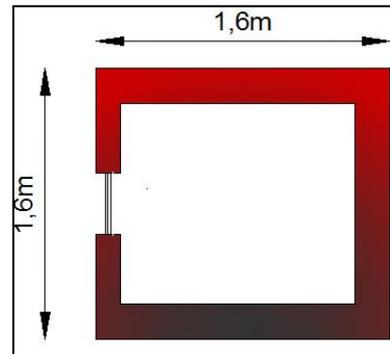


Figure 2. 29. Vue en plan de la cage d'ascenseur.

2.5. Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.5.1. Poutres

• **Pré dimensionnement**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, Selon le BAEL 91. La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; L : \text{longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis}$$

a. Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 445 - 35 = 410 \text{ m} \text{ Pour des poteaux de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 h_{pp}$$

$$\text{Donc : } \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}^2 h_{pp}$$

On adopte pour une section (b×h) = (30×40) cm²

b. Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 412 - 35 = 377 \text{ m} \Rightarrow 25,13 \text{ cm} \leq h \leq 37,7 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section (b×h) = (30×35) cm²

Tableau 2. 36. Vérification des exigences de RPA

	Poutre principales	Poutre secondaire	Observation
Vérification des exigences de RPA	$\begin{cases} h = 40cm \geq 30cm \\ b = 30cm \geq 20cm \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{cases}$	$\begin{cases} h = 35cm \geq 30cm \\ b = 30cm \geq 20cm \\ \frac{h}{b} = 1,17 \leq 4 \end{cases}$	Vérifiée

2.5.2. Les poteaux

- **Pré dimensionnement**

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon le Critère de résistance, critère de stabilité de forme (flambement) et les conditions de RPA99/2003.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau (6G Figure 2.1 page 9) qui nous semble susceptible d'être les plus sollicités, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Tableau 2. 37. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

	He (m)	γ_c KN/m ³	Dimensions B (cm ²)	Poids propre (KN) $g=h \times b \times h_e \times \gamma_c$ Poteaux rectangulaires
Sous Sol +1 étage	3,06	25	65×55	27,35
RDC	4,42		65×55	39,5
Etages 2, 3, 4, 5 et 6	3,06		55×45	18,94
Etages 7, 8, 9, 10, 11 et 12			45×35	12,05

- **Remarque :**

L'article 6.2 du DTR B.C.2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptes dans le nombre d'étage de la loi de dégression.

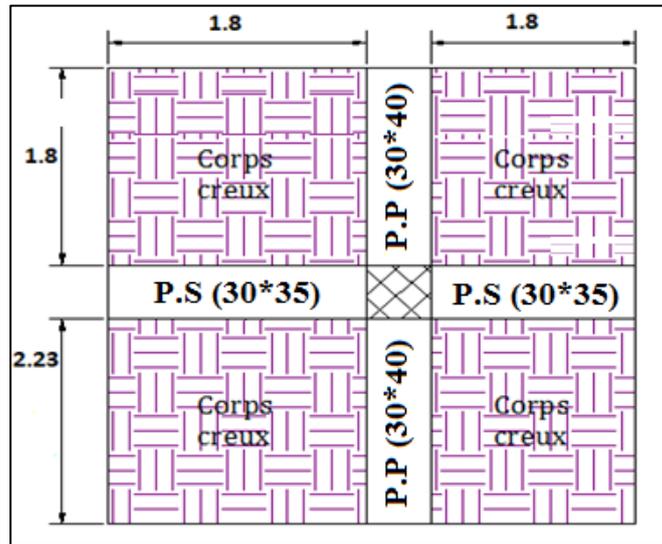


Figure 2. 22. Surface afférente des planchers étage courants

$$\begin{cases} S1 = 1,8 \times 1,8 = 3,24 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,8 \times 1,8 = 3,24 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,3 \times 1,8 = 4,14 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,3 \times 1,8 = 4,14 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_{pp} = 4,03 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,6 \text{ m} \end{cases}$$

- Poids des poutres

$$G_{poutre} = \gamma_c \times V$$

$$\begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,03 = 12,09 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,06 = 8,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$S_{aff}^G = \sum_{i=1}^4 S_i = 14,76 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S_{aff}^Q = S_{aff}^G + 0,3(L_{pp} + L_{ps}) = 17,05 \text{ cm}^2$$

-Plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G = 6,6 \times 14,76 = 97,42 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 17,05 = 17,05 \text{ KN} \end{cases}$$

-Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 5,18 \times 14,76 = 76,46 \text{ KN} \\ Q = 1,5 \times 17,05 = 25,58 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher RDC

$$\begin{cases} G = 5,18 \times 6,48 + 5,43 \times 0,45 + 8,79 \times 1,78 = 55,1 \text{ KN} \\ Q = 2,5 \times 10,62 = 26,55 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau 2. 38. Résultats de la descente de charge de poteau 3C :

Etage	Niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q (KN)
Etage 12	14	Plancher	97,42	17,05
		poutres	20,12	
		Poteaux	12,05	
	SOMME		129,59	17,05
Etage 11	13	Venant du niv 14	129,59	17,05 + 25,58
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	12,05	
SOMME		238,22	42,63	
Etage 10	12	Venant du niv 13	238,22	17,05 + 0,95 (2 × 25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	12,05	
SOMME		346,85	65,65	
Etage 9	11	Venant du niv12	346,85	17,05 + 0,9 (3 × 25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	12,05	
SOMME		455,48	86,12	
Etage 8	10	Venant du niv 11	455,48	17,05 + 0,85 (4 × 25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	12,05	
SOMME		564,11	104,02	
Etage 7	9	Venant du niv 10	564,11	17,05 + 0,8 (5 × 25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	12,05	
SOMME		672,74	119,37	
Etage 6	8	Venant du niv 09	672,74	17,05 + 0,75 (6 × 25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	18,94	
SOMME		788,2	132,16	
Etage 5	7	Venant du niv 08	788,2	17,05 + 0,7143(7×25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	18,94	
SOMME		903,52	144,95	

Etage 4	6	Venant du niv 07	903,52	17,05 + 0,6875(8×25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	18,94	
	SOMME		1019,04	157,74
Etage 3	5	Venant du niv.06	1019,04	17,05+ 0,67(9×25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	18,94	
	SOMME		1134,56	171,30
Etage 2	4	Venant du niv 05	1134,56	17,05 + 0,65(10×25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	18,94	
	SOMME		1250,08	183,35
Etage 1	3	Venant du niv 04	1250,08	17,05+ 0,64 (11× 25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	27,35	
	SOMME		1374,01	197,13
RDC	2	Venant du niv 03	1374,01	17,05+ 0,625 (12×25,58)
		Plancher	76,46	
		poutres	20,12	
		Poteaux	39,5	
	SOMME		1510,09	208,9
SOUS-SOL	1	Venant du niv. 02	1510,9	208,9 + 26,55
		Plancher	55,1	
		poutres	20,12	
		Poteaux	27,35	
	SOMME		1613,47	235,45
Effort normal à la base		$N_u = 1,35 G_{totale} + 1,5 Q_{toale} = 2531,36 \text{ KN}$		
Effort normal réduit		$N_s = G_{totale} + Q_{totale} = 1848,92 \text{ KN}$		

Selon le CBA (**Art B.8.1.1**) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15 % (Poteau central a deux travées).

$$N_u^* = 1,15 \times N_u = 1,15 \times 2531,36 \Rightarrow N_u^* = 2911,064 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications nécessaires**

- **Vérification à la compression simple**

* **Exemple de calcul**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} = \frac{2911,064}{0,65 \times 0,55} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \phi} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 8,14 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \dots \dots \dots \text{MPA}$$

Tableau 2. 39. Vérification à la compression simple des poteaux de tous les niveaux

Etages	N _u [*] (KN)	B (m ²)	Condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
12 ^{ème} Etage	231,51	0,1575	1,47	14,2	Vérifiée
11 ^{ème} Etage	433,37		2,75	14,2	Vérifiée
10 ^{ème} Etage	651,7		4,14	14,2	Vérifiée
9 ^{ème} Etage	855,69		5,43	14,2	Vérifiée
8 ^{ème} Etage	1055,22		6,7	14,2	Vérifiée
7 ^{ème} Etage	1250,34		7,94	14,2	Vérifiée
6 ^{ème} Etage	1451,66	0,2475	5,87	14,2	Vérifiée
5 ^{ème} Etage	1627,75		6,58	14,2	Vérifiée
4 ^{ème} Etage	1854,16		7,49	14,2	Vérifiée
3 ^{ème} Etage	2056,90		8,31	14,2	Vérifiée
2 ^{ème} Etage	2257,02		9,11	14,2	Vérifiée
1 ^{ème} Etage	2473,19	0,3575	6,92	14,2	Vérifiée
RDC	2704,77		7,57	14,2	Vérifiée
Sous -Sol	2911,06		8,14	14,2	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement**

Exemple de calcul : Vérification du poteau de Sous-sol.

D’après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Chapitre 2 Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

$$Avec: \begin{cases} B_r = (b - 2)(h - 2)cm^2 \text{ section réduite du poteau} \Rightarrow \text{il faut vérifier que } B_r \leq B_{r\text{calc}} \\ \alpha: \text{coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement } (\lambda) \\ \gamma_s = 1,15 \text{ coefficient de sécurité de l'acier} \\ A_s: \text{section d'armature comprimée} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ Coefficient de sécurité du béton:} \\ f_e = 400MPA \end{cases}$$

avec $l_0 = 3,06m \Rightarrow l_f = 0,7 \times l_0 = 2,142 m$ avec l_f : la longueur de flambement.

$$i: \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b \times h^3}{12b \times h} = 0,188$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 11,39 \Rightarrow \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83$$

- Selon le BAEL $A_s \in [0,8\%B_r; 1,2\%B_r] \Rightarrow$ on prend $A_s = 1\% \times B_r$

$$B_{r\text{calc}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2911,06}{0,83 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 1594,46 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (65 - 2)(55 - 2) = 3339 \text{ cm}^2 \geq 1594,46 \text{ cm}^2$$

Tableau 2. 40. Résultats de la vérification au flambement

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br _{calc})		Observation
					Br	Br _{calc}	
12 ^{eme} étage	231,51	0,130	16,47	0,82	1419	128,35	Vérifiée
11 ^{eme} étage	433,37					240,26	Vérifiée
10 ^{emr} étage	651,7					361,3	Vérifiée
9 ^{eme} étage	855,69					491,03	Vérifiée
10 ^{eme} étage	1055,22					585,00	Vérifiée
7 ^{eme} étage	1250,34					693,17	Vérifiée
6 ^{eme} étage	1451,66	0,159	13,47		2279	804,77	Vérifiée
5 ^{eme} étage	1627,75					902,40	Vérifiée
4 ^{eme} étage	1854,16					1027,95	Vérifiée
3 ^{eme} étage	2056,90					1140,36	Vérifiée
2 ^{eme} étage	2257,02					1251,30	Vérifiée
1 ^{eme} étage	2473,19					1371,15	Vérifiée
RDC	2704,77	0,188	11,39	3339	1499,53	Vérifiée	
Sous-sol	2911,06				1613,90	Vérifiée	

- **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes ;

$$\text{Pour les poteaux rectangulaires } \begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

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

2.5.3. Les voile

- **Pré dimensionnement**

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers. Le dimensionnement de ce dernier revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

Tableau 2. 41. Epaisseurs optés pour les différents niveaux

Nature d'étage	he	$e \geq \max (he/25 ; he/22 ; 15\text{cm})$	e (cm)	$L_{\min} \geq 4e$
Sous Sol et Etage courant	306-40=266m	$e \geq 15$	20	80 cm
RDC	442-40=402m	$e \geq 18,27$	20	80cm

2.6. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et satisfait toutes les vérifications nécessaires, on adopte pour l'ensemble des éléments les sections suivantes, à savoir :

- **Poutres**

Poutres principales : **(30×40) cm²**

Poutres secondaires : **(30×35) cm²**

- **Plancher**

Plancher à corps creux **(16+4) cm**

Plancher à dalle pleine **e = 14 cm**

- **Escalier**

Epaisseur des paillasse pour la volée et pour le palier **e = 16 cm**

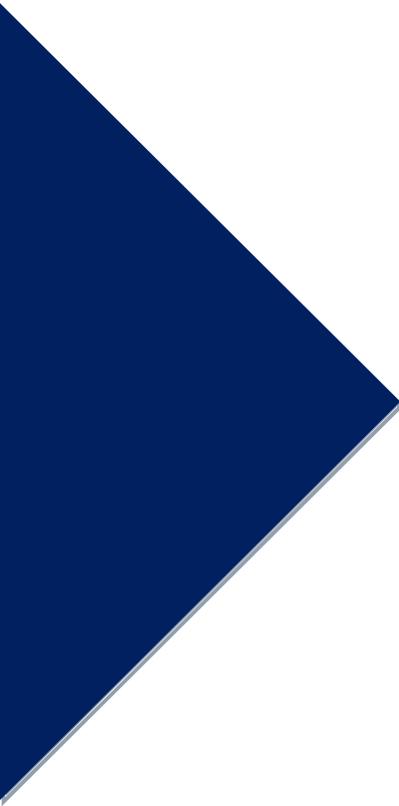
- **Voiles**

Pour l'ensemble des voiles **e = 20cm**

- **Poteaux**

Tableau 2. 42. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b×h) cm ²
Sous-sol, RDC et 1 ^{ere} étage	(65*55)
2, 3, 4, 5 et 6 étage	(55*45)
7, 8, 9, 10, 11 et 12	(45*35)



CHAPITRE 3

ETUDE SISMIQUE

3.1. Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux risques du séisme par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conceptions qui sont :

- La résistance ;
- L'aspect architectural ;
- L'économie.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurités exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- Δ , déplacement de la structure ...)

3.2. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

3.2.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003) :

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I), La wilaya de **BEJAIA** est classée comme une zone **de moyenne sismicité (IIa)**.

3.2.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003) :

Pour les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas: **H=44,2m**) sont classées comme des ouvrages courants (importance moyenne : **Groupe 2**).

3.2.3. Site (A3.3./RPA99/2003) :

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme site ferme (**Site2**).

Tableau 3. 1. Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70
S ₃ ⇒ T ₁ (sec)= 0,15 / T ₂ (sec)= 0,40				

3.2.4. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3). Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le système de contreventement retenu pour notre structure, est une structure en béton contreventé par portiques et voiles.

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voile.

- **Système 2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé;
- **Système 4a** : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles;
- **Système 4b** : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R.

3.2.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003) :

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation : Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait: Selon l'article A3.5.1 (a3-Figure 3.2) :

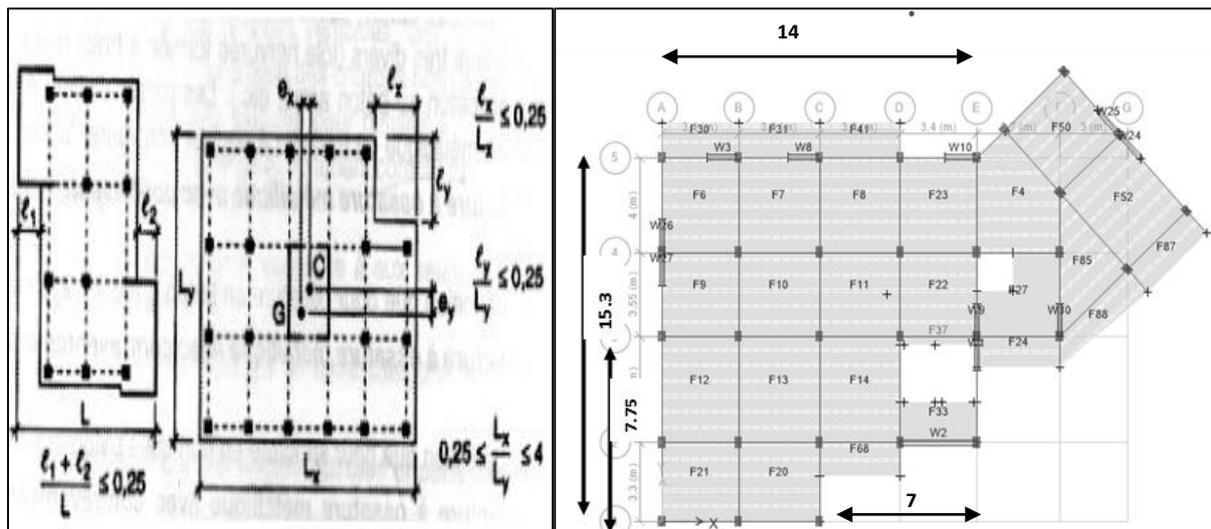


Figure 3. 1. Limite des décrochements en plan

Pour notre bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} \ell_x = 7,75\text{m} \\ L_x = 15,3\text{m} \end{array} \Rightarrow \frac{\ell_x}{L_x} = 0,506 > 0,25 \Rightarrow \text{condition non vérifiée} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \ell_{y1} = 7\text{m} \\ L_y = 14\text{m} \end{array} \Rightarrow \frac{\ell_{y1} + \ell_{y2}}{L_y} = 0,5 > 0,25 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.} \right.$$

- **Commentaire :** le plan est irrégulier en plan.

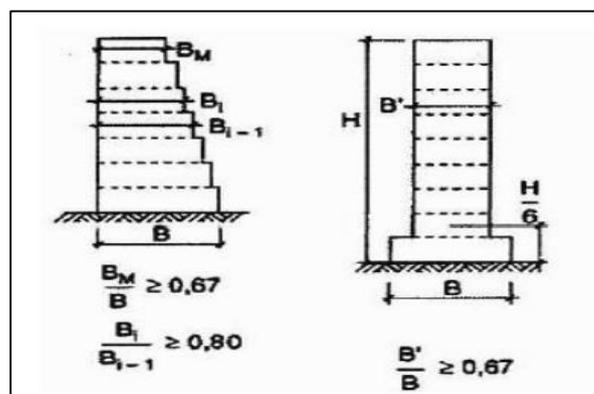


Figure 3. 2. Limite des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_M = 17,7\text{m} \\ B = 28,6\text{m} \end{array} \Rightarrow \frac{B_M}{B} = 0,62 < 0,67 \Rightarrow \text{condition non vérifiée} \right.$$

⇒ **Bâtiment irrégulier en plan et irrégulier en élévation**

⇒ **Bâtiment irrégulier**

3.3. Choix de la méthode de calcul :

3.3.1. Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003) :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique \Rightarrow La méthode d'analyse modale spectrale.
 \Rightarrow La méthode d'analyse par accéléro-grammes.

3.3.2. Condition d'application la méthode statique équivalente(A.4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

pour notre cas :

- $$\left\{ \begin{array}{l} * \text{ Le bâtiment présente une configuration irrégulière} \\ * \text{ Zone IIa} \\ * \text{ Groupe d'usage 2} \\ * \text{ La hauteur du bâtiment } H = 44,2 \text{ m} > H_{\max} = 23\text{m} \end{array} \right.$$

\Rightarrow La méthode statique équivalente n'est pas applicable.

3.3.3. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale(A4.1.3./RPA99/2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

3.3.3.1. Principe de Modélisation (A4.3.2./RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- ❖ Un modèle tridimensionnel (**Analyse 3D**) ;
- ❖ Un modèle encastré à la base ;
- ❖ Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (**Diaphragme rigide**) avec trois **03 DDL** (2 translations horizontales et une rotation autour d'axe vertical).

3.3.3.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, la modélisation revient à représenter un problème physique possède un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de (DDL) en tenant en compte le possible de la masse, la rigidité de tous les éléments de la structure et l'amortissement.

3.3.3.3. Programme utilisé pour la modélisation

- **Version** : Version 16.2.0
- **Nom du programme**: Extended 3D Analysis of Building Systems
- **Entreprise productrice** : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA

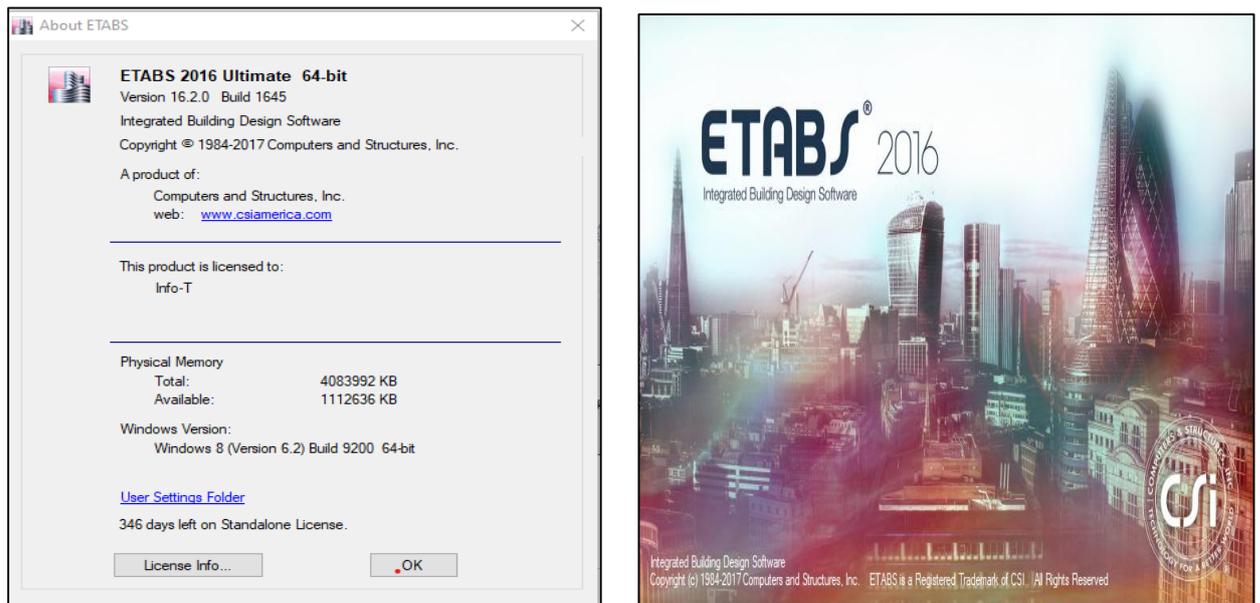


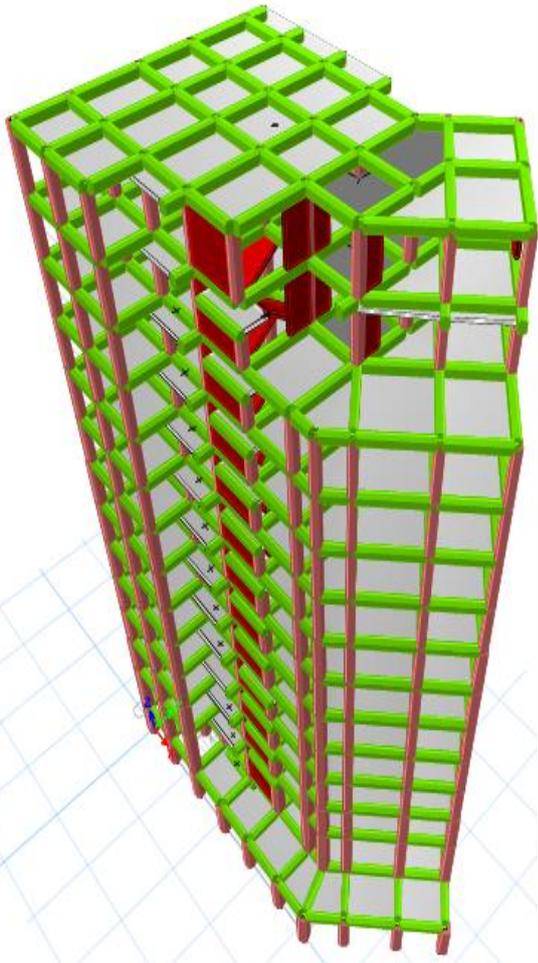
Figure 3. 3. Le logiciel ETABS version 16.2.0

ETABS est un logiciel destiné à la conception et à l'analyse des structures de la catégorie bâtiment. Il permet de modéliser facilement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. C'est un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de modélisation des structures de bâtiment en génie civil est **ETABS (E**xtended **T**hree **D**imensions **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems). Ce logiciel permet de ferrailer les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc...). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle additionnelle.

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Tableau 3. 2. Caractéristiques géométriques et structurales de la structure étudiée

Eléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x45) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x40) cm ²
Poteaux (Columns)	Poteaux S.S R.D.C 1 ^{ère} étage :(65x55) cm ²
	Poteaux étages 2-3-4-5-6 (55 x 45) cm ²
	Poteaux étages 7-8-9-10-11-12 :(45x35) cm ²
Eléments Surfaiques (Walls /Slab /Deck, Sections)	
Voiles (Walls)	Epaisseur = 20 cm
Dalle pleines (SLAB)	Epaisseur = 14 cm
	$G_{(T.I)} = 7,25 \text{ KN/m}^2$
	$Q_{(T.I)} = 1 \text{ KN/m}^2$
	$G_{(E.C)} = 5,83 \text{ KN/m}^2$ $Q_{(E.C)} = 2,5 \text{ KN/m}^2$
Plancher corps creux (RIBBED) 20cm (16 + 4)	$G_{(T.I)} = 6,6 \text{ KN/m}^2$ $Q_{(T.I)} = 1 \text{ KN/m}^2$
	$G_{(E.C)} = 5,18 \text{ KN/m}^2$ $Q_{(E.C)} = 1,5 \text{ KN/m}^2$
	$G_{(RDC)} = 5,18 \text{ KN/m}^2$ $Q_{(RDC)} = 2,5 \text{ KN/m}^2$



Modélisation **3D** de la Super- structure

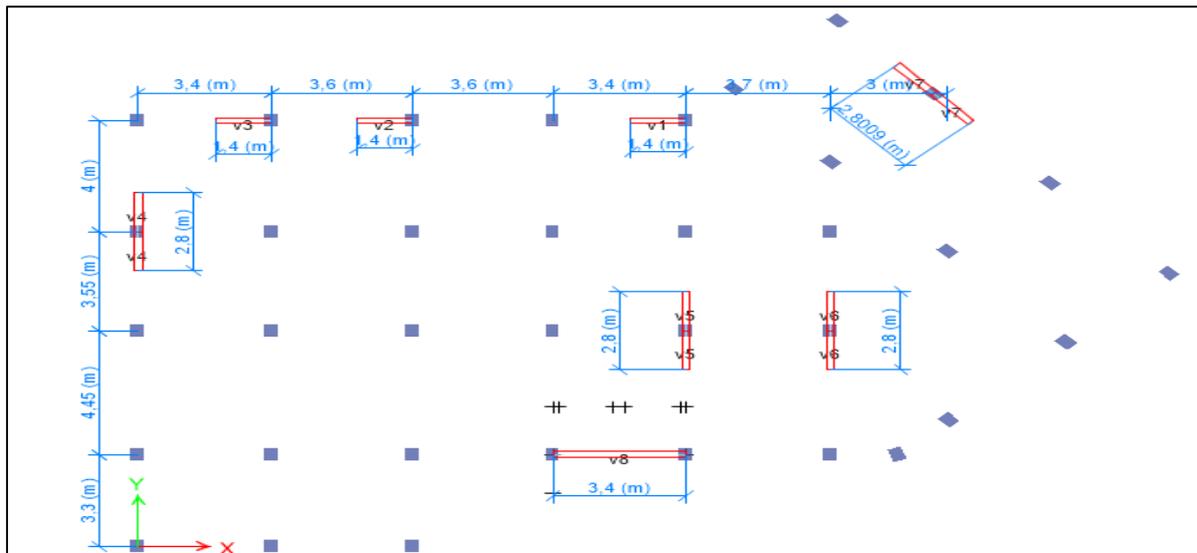


Figure 3. 4. Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure.

3.3.4. Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

3.3.4.1. Coefficient d'accélération de zone A

Tableau 3. 3. Détermination de coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$
	I	II	III	
1A	0,12	0,25	0,35	
1B	0,10	0,20	0,30	
2	0,08	0,15	0,25	
3	0,05	0,10	0,15	

3.3.4.2. Facteur de qualité

Tableau 3. 4. Détermination de facteur de qualité Q

Valeur de pénalités P_q	Observation	P_q/xx	Observation	P_q/yy
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-Contrôles de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale		$Q_x = 1,20$		$Q_y = 1,20$

3.3.4.3. Coefficient de comportement global de la structure "R"

Coefficient de comportement global de la structure. Il est donné par le tableau 4.3(R.P.A99/2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4(R.P.A99/2003). Pour ce projet, on considère un contreventement mixte assuré par Voiles-Portiques avec interaction, donc R=5.

3.3.4.4. Coefficient de pondération "β"

Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation RPA99/v2003 (Tableau 4.5).

➤ **Bâtiments d'habitation, bureaux** $\Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,2 \Rightarrow \text{bâtiment} \\ \beta = 0,4 \Rightarrow \text{bureaux} \end{cases}$

A partir de la valeur du β, on peut déterminer le poids total de la structure:

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{GI} + \beta W_{Qi} \Rightarrow \begin{cases} W_{Gi} : \text{poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{charges d'exploitation} \end{cases}$

3.3.4.5. Pourcentage critique d'amortissement "ξ"

Tableau 4. 5. Détermination "ξ(%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	
Portiques et Voiles \Rightarrow			ξ= 10 %

4.3.4.6. Spectre de réponse sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0s \end{cases} \Rightarrow (4.13)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**A=0,15**)

η: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{7+\xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**ξ=10%**)

R : Coefficient de comportement de la structure (**R=5**)

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0,15 / T2= 0,50**)

Q: Facteur de qualité (**Q=1,35**)

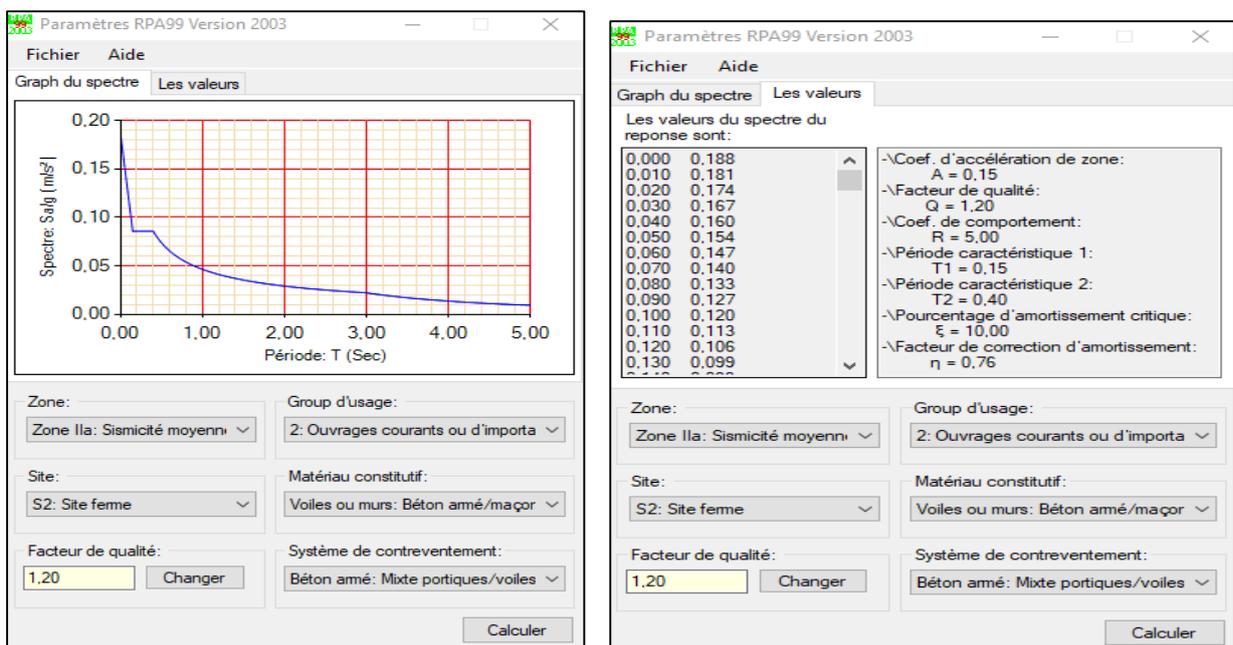


Figure 3. 5. Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003

3.4. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

3.4.1. Taux de participation massique

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le RPA99/2003 sont présentés ci-dessous

Tableau 3. 6. Périodes /Participation massiques et nombre de modes à considérer

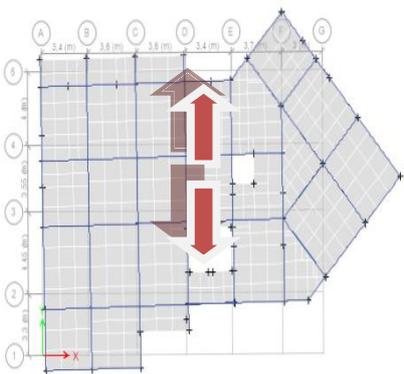
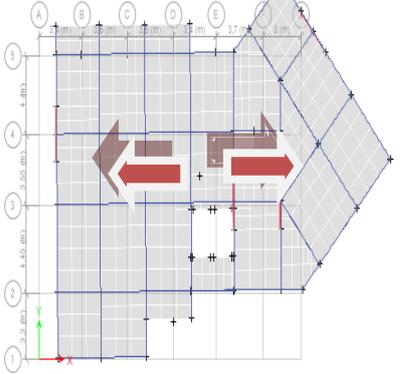
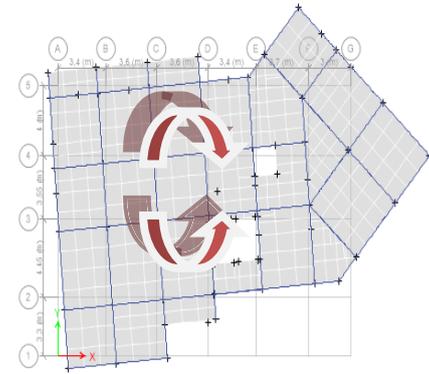
Case	Mode	Périod (sec)	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	1,109	0,0106	0,0106	0,6622	0,6622	0,073	0,073
Modal	2	1,08	0,7084	0,7191	0,0159	0,6781	0	0,073
Modal	3	0,876	0,0039	0,723	0,061	0,7391	0,6512	0,7241
Modal	4	0,361	0,0054	0,7284	0,1058	0,8449	0,0105	0,7346
Modal	5	0,344	0,1258	0,8542	0,0062	0,8511	0,0022	0,7369
Modal	6	0,284	1,97E-05	0,8542	0,0123	0,8634	0,1113	0,8481
Modal	7	0,19	0,0065	0,8607	0,0325	0,8958	0,0025	0,8506
Modal	8	0,174	0,0434	0,9041	0,0064	0,9023	0,0011	0,8517
Modal	9	0,147	0,0002	0,9043	0,0041	0,9063	0,0448	0,8965
Modal	10	0,121	0,0038	0,9081	0,0171	0,9234	0,0007	0,8972
Modal	11	0,107	0,0221	0,9302	0,004	0,9275	0,0001	0,8973
Modal	12	0,092	0,0005	0,9307	0,0018	0,9292	0,0258	0,9231

• **Commentaire :**

- * Le 1er mode de vibration : est un mode de translation suivant l’axe Y avec un taux de participation égale à 66,22% ;
- * Le 2eme mode de vibration : est un mode de translation suivant l’axe X avec un taux de participation égale à 70,84% ;
- * Le 3eme mode de vibration : est un mode de rotation autour de l’axe Z avec un taux de participation égale à 65,12 %

NB : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du huitième mode 8 (sens x-y) et au 12^{eme} mode autour de l’axe z.

Tableau 3. 7. Mode de vibration de la structure

		
<p>1^{ere} mode: translation dans le sens Y T₁= 1,109s</p>	<p>2^{eme} mode: translation dans le sens X T₂= 1,08s</p>	<p>3^{eme} mode: rotation autour de l’axe Z T₃= 0,876s</p>

3.4.2. Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux sens X et Y, Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau

Tableau 3. 8. Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant X et Y

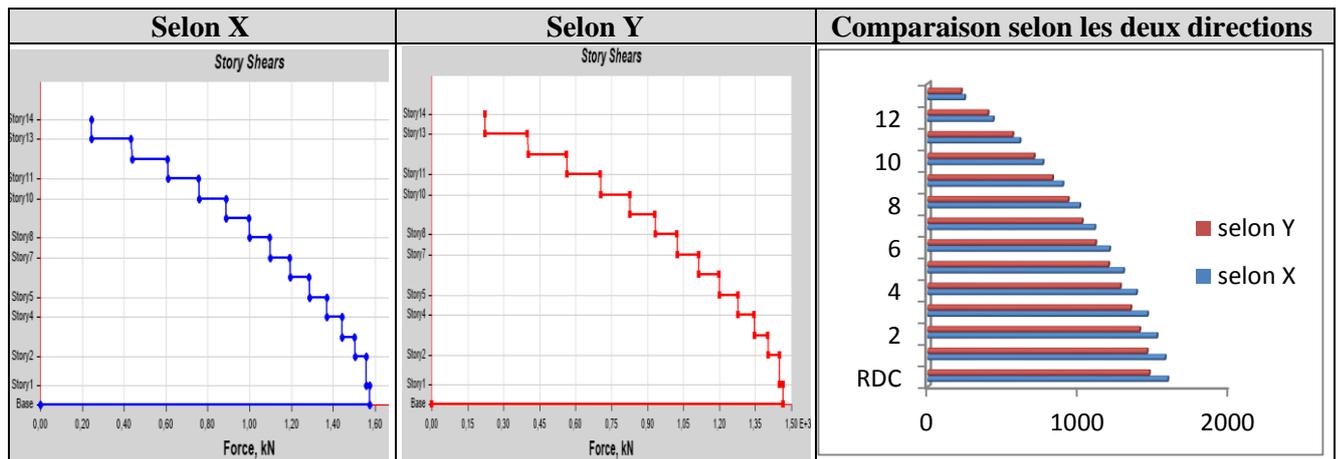


Tableau 3. 9. Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y

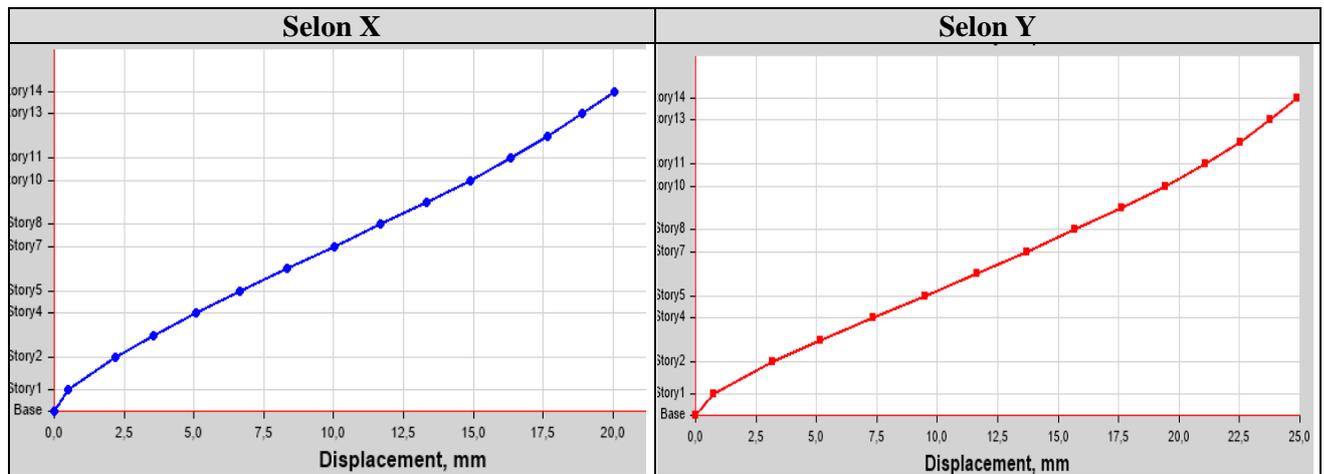
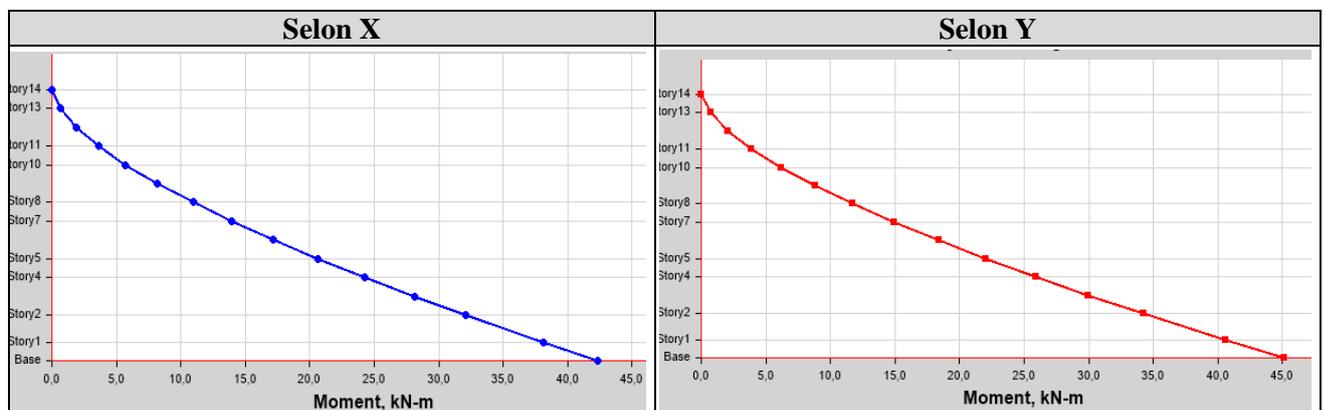


Tableau 3. 10. Déterminations des moments par niveau suivant X et Y



3.4.3. Justification sismique de la structure

Justification de l'interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3. 11. Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.

Sous charge horizontale								
$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\%$				$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\%$				
Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques	Voiles	P(%)	V(%)	Portiques	Voiles	P(%)	V(%)
12	247,5474	89,1904	73,51	26,49	246,6283	39,9072	86,07	13,93
11	241,1781	174,0549	58,08	41,92	257,7095	95,4604	72,97	27,03
10	341,5103	229,7042	59,79	40,21	345,8619	149,095	69,88	30,12
9	374,4554	327,6261	53,34	46,66	397,7169	214,073	65,01	34,99
8	418,9183	397,7295	51,30	48,70	459,0281	256,9855	64,11	35,89
7	395,3335	517,2012	43,32	56,68	442,2927	343,9123	56,26	43,74
6	692,0771	317,5438	68,55	31,45	703,9061	221,3618	76,08	23,92
5	643,8139	446,4253	59,05	40,95	673,7394	308,3932	68,60	31,40
4	669,3429	496,4862	57,41	42,59	717,37	336,2799	68,08	31,92
3	685,0736	558,9595	55,07	44,93	756,8559	370,2914	67,15	32,85
2	607,8581	704,4813	46,32	53,68	706,4141	449,0094	61,14	38,86
1	828,7534	559,5639	59,69	40,31	970,4908	302,2842	76,25	23,75
RDC	437,406	1071,3933	28,99	71,01	577,3884	613,6097	48,48	51,52
SS	517,6638	808,2101	39,04	60,96	660,0139	482,4065	57,77	42,23
Sous charge verticale								
$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\%$				$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\%$				
Niveau	charge verticale (KN)				%charge verticale (KN)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
RDC	41331,2826		9562,254		81,21		18,79	

- **Commentaire :** L'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement vertical et horizontal pour tous ces étages.

3.4.4. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)

Selon l'article A.4.3.5, la réponse sismique totale est donnée par (voir Tab.3.12):

- Si les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$

- Si deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$

Avec : **E** : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».

K: nombre de modes retenus.

- **Remarque**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i/T_j$. vérifie $r < 10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base VD 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 VS pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $VD < 0.80 VS$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 VS/VD.

Selon l'article A.4.2.3 /R.P.A99/03, la force sismique totale VS, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

D : facteur d'amplification moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad V = \frac{A.D.V}{R} W$$

T : Période fondamentale de la structure (A4.2.4 R.P.A99/2003) :

$$T_{empirique} = \min \begin{cases} C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{d}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_T = 0,05 \\ h_N = 44,2m \end{cases} \Rightarrow T_{empirique} = 0,857s$$

$$\Rightarrow \begin{cases} d_x = 28,6 \\ d_y = 18,9m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,744s \\ T_y = 0,915s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{empirique\ xx} = \min(0,857; 0,744) = 0,744s \Rightarrow 1,3T_{empirique\ xx} = 0,967s \\ T_{empirique\ yy} = \min(0,857; 0,915) = 0,857s \Rightarrow 1,3T_{empirique\ yy} = 1,114s \end{cases}$$

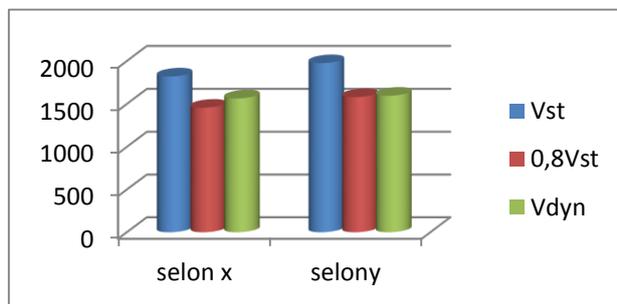
$$\begin{cases} T_{analytique\ xx} = 1,08s > 0,967s \\ T_{analytique\ yy} = 1,109s < 1,114s \end{cases}$$

Donc, la période choisie pour le calcul du facteur D est $T=1,3T_{empirique}$ pour sens xx

$T= T_{empirique}$ pour le sens yy

$$T_{calculée} > T_2 = 0,4s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,06 \\ D_y = 1,15 \end{cases}$$

Tableau 3. 12. Déterminations de l'effort tranchant à la base



	Selon X	Selon Y
T1(s)	1.08	1.109
T2(s)	0,343	0,361
r=Ti / Tj	0.318	0.326

Selon x							
D	A	Q	W	R	V st	0,8 Vst	Vdyn
1,06	0,15	1,2	47716,8452	5	1820,8748	1456,6998	1564,6371
Selon y							
1,15	0,15	1,2	47716,8452	5	1975,4774	1580,3819	1451,381
Après le coefficient de majoration = 1.1							1596,5198

*** Commentaire :**

Vue que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres, la réponse sismique

totale de la structure est (**12 modes**). $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$

3.4.5. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

* **Commentaire :**

L'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0.05 L$ est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques **ex** et **ey**.

3.4.6. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $v = N_d / B_c \times f_{c28} < 0.3$ **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

Tableau 3. 13. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	b x h	N_d (kn)	v	Observation
SS, RDC, 1	0,65x0,55	-1942,8598	-0.217	vérifiée
2, 3, 4, 5, 6	0,55x0,45	-1388,8438	-0.224	vérifiée
7, 8, 9, 10, 11, 12	0,45x0,35	-733,6579	-0.186	vérifiée

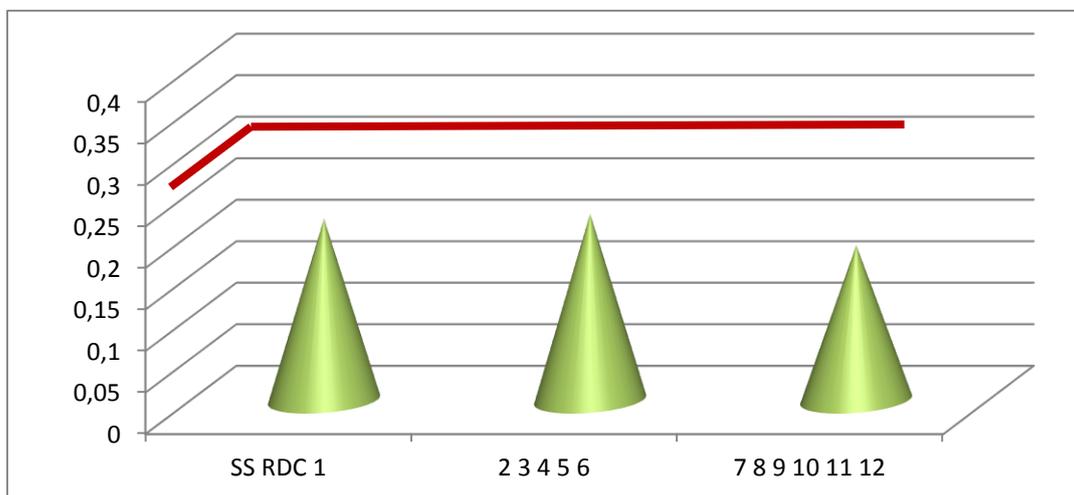


Figure 3. 6. Effort tranchant au bas

- **Commentaire :** La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

3.5. Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

Tableau 3. 14. Vérification de déplacement inter-étages

Etage	h (m)	δe_{Kx}	Δ_{Kx}	Δ_{Kx}	δe_{Ky}	δ_{Ky}	Δ_{Ky}	1% h k
12	3,06	0,01775	0,08875	0,00447	0,019579	0,097895	0,005665	0,0306
11	3,06	0,016856	0,08428	0,004715	0,018446	0,09223	0,00843	0,0306
10	3,06	0,015913	0,079565	0,00551	0,01676	0,0838	0,006165	0,0306
9	3,06	0,014811	0,074055	0,006205	0,015527	0,077635	0,00604	0,0306
8	3,06	0,01357	0,06785	0,00679	0,014319	0,071595	0,006665	0,0306
7	3,06	0,012212	0,06106	0,007225	0,012986	0,06493	0,006465	0,0306
6	3,06	0,010767	0,053835	0,007285	0,011693	0,058465	0,007925	0,0306
5	3,06	0,00931	0,04655	0,00751	0,010108	0,05054	0,007575	0,0306
4	3,06	0,007808	0,03904	0,007635	0,008593	0,042965	0,00785	0,0306
3	3,06	0,006281	0,031405	0,007605	0,007023	0,035115	0,008	0,0306
2	3,06	0,00476	0,0238	0,007285	0,005423	0,027115	0,007965	0,0306
1	3,06	0,003303	0,016515	0,00654	0,00383	0,01915	0,00753	0,0306
RDC	4,42	0,001995	0,009975	0,007745	0,002324	0,01162	0,00913	0,0442
SS	3,06	0,000446	0,00223	0,00223	0,000498	0,00249	0,00249	0,0306

- **Commentaire :**

Le déplacement inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

3.5.2. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\emptyset = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

H_k: hauteur de l'étage "k"

- Si $0,10 < \emptyset_k < 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1-\emptyset_k)$.
- Si $\emptyset_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 3. 15. Vérification de l'effet P- Δ

Etage	h_k	P_k	Selon X			Selon Y		
			ΔK_x	V_{kx}	\emptyset_{kx}	ΔK_y	V_{ky}	\emptyset_{ky}
D14	3,06	3046,7311	0,00447	243,7433	0,01825944	0,005665	242,1153	0,02329648
D13	3,06	5853,9582	0,004715	436,9496	0,02064327	0,00843	440,6404	0,03659919
D12	3,06	9090,039	0,00551	611,9828	0,02674587	0,006165	620,0601	0,02953545
D11	3,06	12304,8679	0,006205	759,9035	0,03283514	0,00604	773,3168	0,03140762
D10	3,06	15519,6967	0,00679	887,2292	0,03881466	0,006665	905,3711	0,03733665
D9	3,06	18734,1532	0,007225	995,4259	0,04443668	0,006465	1018,0633	0,03887822
D8	3,06	22127,7647	0,007285	1091,9105	0,0482457	0,007925	1118,3744	0,05124225
D7	3,06	25521,3763	0,00751	1187,0799	0,0527646	0,007575	1215,5026	0,05197678
D6	3,06	28914,4401	0,007635	1278,5293	0,05642762	0,00785	1307,8441	0,05671619
D5	3,06	32307,5039	0,007605	1361,7578	0,05896324	0,008	1392,3335	0,06066367
D4	3,06	35701,9454	0,007285	1434,1574	0,05926567	0,007965	1466,5855	0,06336491
D3	3,06	39297,0444	0,00654	1495,4142	0,05616357	0,00753	1529,458	0,06322603
D2	4,42	43609,6179	0,007745	1548,841	0,04933721	0,00913	1582,5616	0,05692069
D1	3,06	47716,8452	0,00223	1564,6371	0,02222499	0,00249	1596,5198	0,02432066

- **Commentaire :** L'effet P- Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

3.5.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P.A99/2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul.

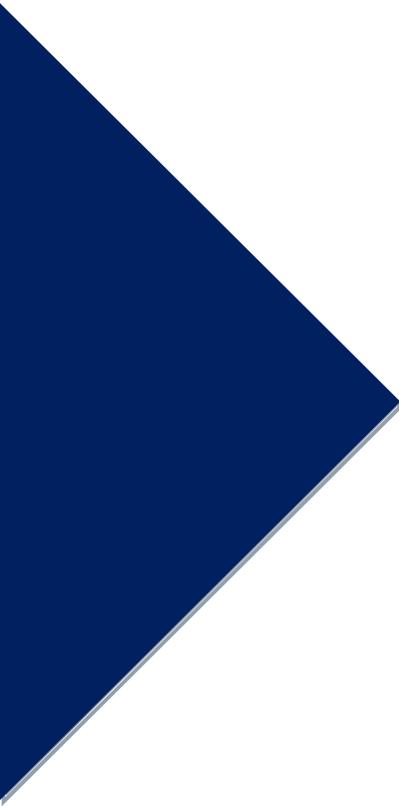
Selon l'article (A.4.4.1. R.P.A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport **au niveau de contact sol-fondation**.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au **poids de la construction**, au **poids des fondations** et éventuellement au **poids du remblai**.

⇒ Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation)

3.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



CHAPITRE 4
ETUDE DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

4.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé le logiciel d'analyse des structures (ETABS 2016), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

4.2. Les poutres

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant une **fissuration peu nuisible**. Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la détermination du ferrailage sont déjà montrées dans le premier chapitre.

4.2.1. Recommandations du RPA99v2003

4.2.1.1. Armature longitudinales

- * Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- * Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = \begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \quad (\text{zone II. a})$$

- * La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- * Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

4.2.1.2. Armatures transversale

- * La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t^{min} = 0,3\% \times S_t \times b$
Avec S_t l'espace maximum entre les armatures transversales donnée par :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{min}\right) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

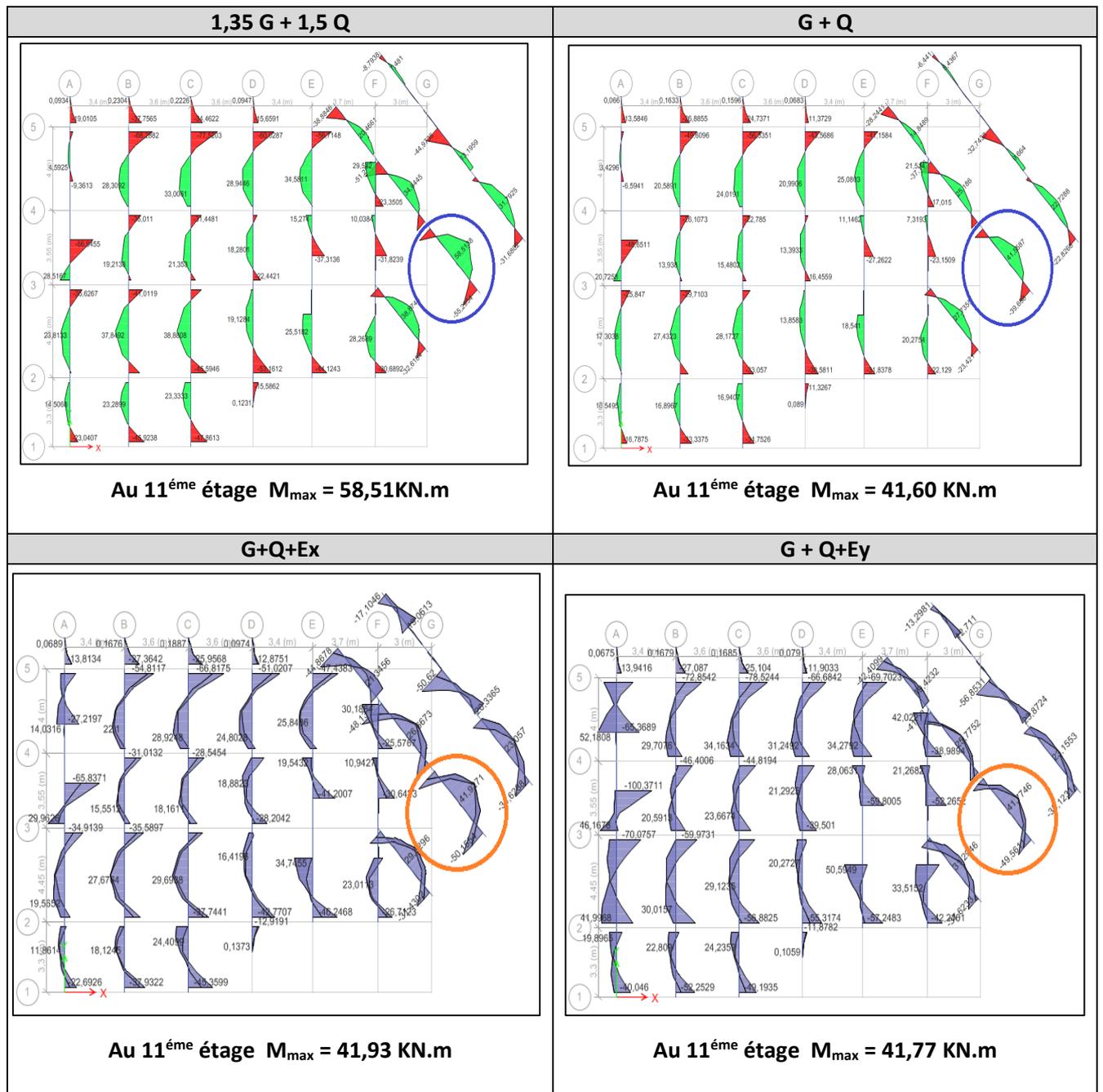
- * Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

4.2.2. Diagrammes des moments fléchissant

4.2.2.1. Poutre principale

Les sollicitations dans les poutres principales sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4.1. Sollicitation statique dans les poutres principales (Moments fléchissant)



4.2.2.2. Poutre secondaire

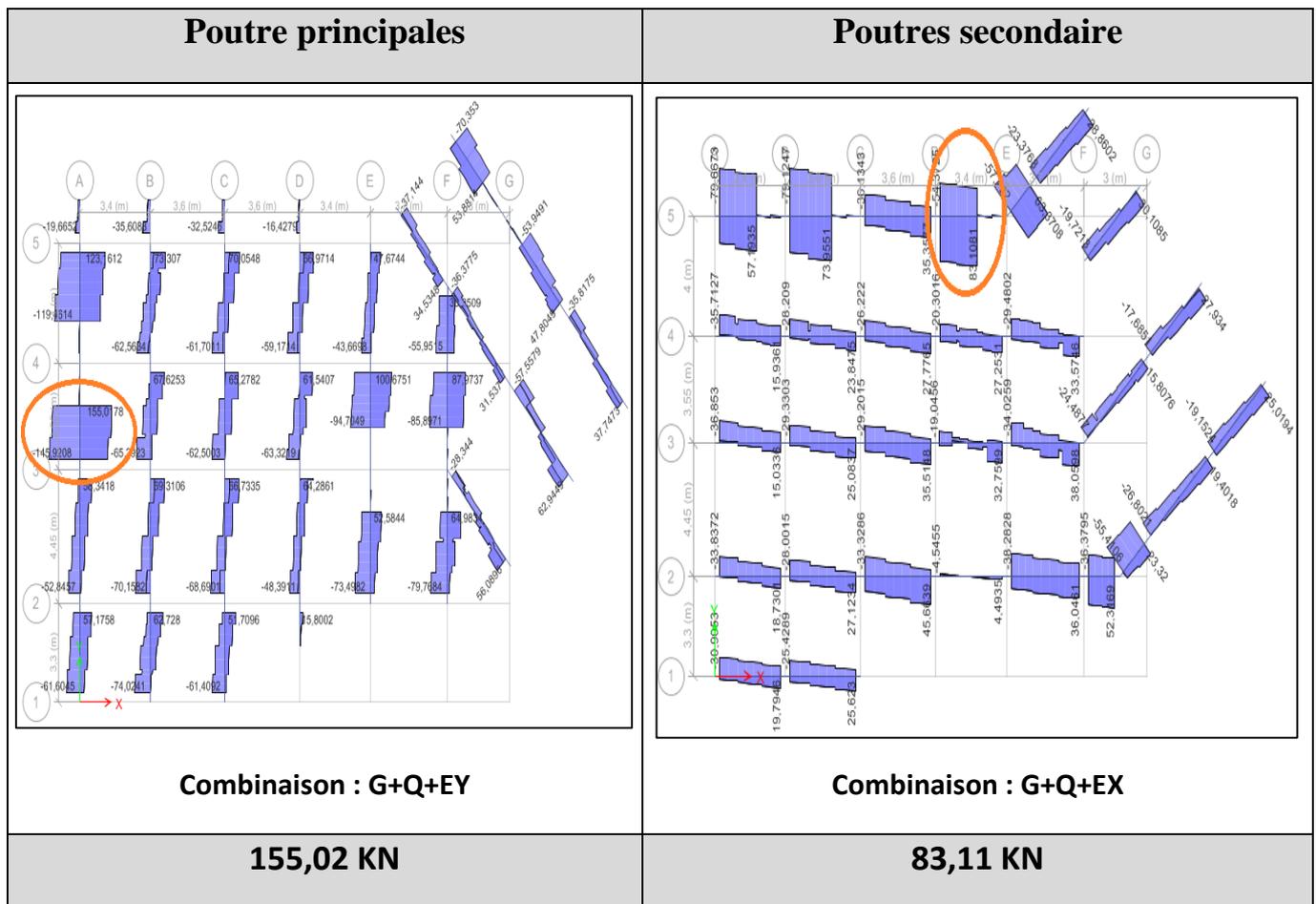
Les sollicitations dans les poutres secondaires sont représentées dans l'annexe n° 02, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4. 2. Les moments fléchissant sous les différentes combinaisons (Annexe n°02)

Poutres	Moment Statique (KN.m)				Moment Sismique (KN.m)			
	ELU		ELS		G+Q+Ex		G+Q+Ey	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Principale	58,51	81,45	41,56	59,19	41,93	70,20	41,77	166,27
Secondaires	≈ 0	49,98	≈ 0	36,34	≈ 0	87,90	≈ 0	47,68

4.2.3. Diagramme des Efforts tranchants

Tableau 4.3. Sollicitation statique dans les poutres (Effort tranchant)



4.2.4. Ferrailage

4.2.4.1. Armature longitudinales

Tableau 4.4. Ferrailage des poutres principales et secondaire

1,35 G + 1,5 Q						
ELU		M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min/BAEL} (Cm ²)	A _{min/RPA} (Cm ²)	A ^{adopté} (Cm ²)
P.P	Travée	58,51	4,17	1,54	6,75	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui	81,45	5,91			3HA14+2HA12 = 6,88
G + Q ± EX						
P.P	Travée	41,93	2,55	1,54	6,75	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui	70,20	4,35			3HA14+2HA12 = 6,88
P.S	Appui	87,90	6,33	1,36	6,00	3HA14+2HA12 = 6,88
G + Q ± EY						
P.P	Travée	41,77	2,54	1,54	6,75	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui	166,27	10,96			3HA16+3HA16 = 12,06
P.S	Appui	47,68	3,33	1,36	6,00	3HA14+2HA12 = 6,88

4.2.4.2. Armature transversale

Calcul de ϕ_t : BAEL 91 (Art H. III. 3): Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \begin{cases} \text{Poutre principale : } \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,20 \text{ cm} \\ \text{Poutre secondaire : } \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

Calculs des espacements S_t

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale: } S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutre principale: } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutre secondaire: } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{En zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutre principale : } & S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutre secondaire : } & S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \end{array} \right.$$

Vérification des sections d'armature transversale minimales

$$\text{On a : } A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

4.2.5. Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutre principale : } A^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \leq A^{\text{cal}} \\ \text{Poutre secondaire : } A^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \leq A^{\text{cal}} \end{cases}$$

Vérification des contraintes tangentielles : $F.P.N \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$

Tableau 4.5. Vérification des contraintes tangentielle

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Principales	155,02	1,23	4,35	Vérifiée
Secondaire	83,11	0,75	4,35	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appui intermédiaire: } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \\ \text{Appui de rive: } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \end{array} \right.$$

Tableau 4.6. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_L (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Vérification
Principales	155,02	166,27	12,06	4,46	-8,19 < 0	Vérifiée
Secondaires	83,11	87,90	6,88	2,39	-4,30 < 0	Vérifiée

4.2.6. Vérifications à l'ELS

État limite du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

- * $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- * M_{ser} : moment max à l'ELS.
- * y : position de l'axe neutre.
- * I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 Ad = 0, \text{ on aura } y$$

Tableau 4.7. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Obs
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Principale	Travée	41,56	6,88	14,00	111264,2	5,23	15	Vérifiée
	Appui	59,19	12,06	17,40	166649,05	6,18		Vérifiée
Secondaire	Appui	36,34	6,88	13,00	83915,8	5,63		Vérifiée

• **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \\ L \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Tableau 4.8. Vérification des conditions de la flèche des poutres

Poutre	h (cm)	b (cm)	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h}{L} \geq \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right)$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	Obs
Principale	45	40	4,45	6,88	0,1011 ≥ 0,071	0,0054 ≤ 0,0105	Vérifiée

Remarque : Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

4.2.7. Schéma de ferrailage

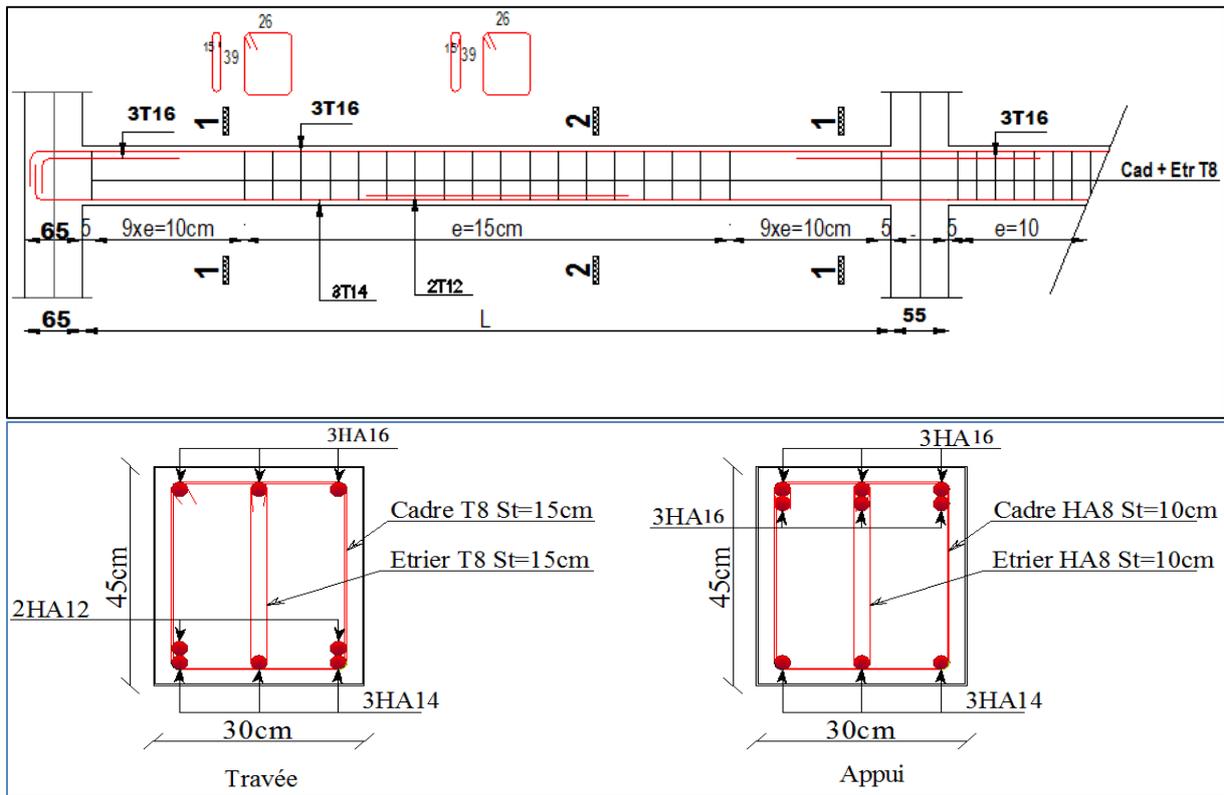


Figure 4. 1. Ferrailage type des poutres principales

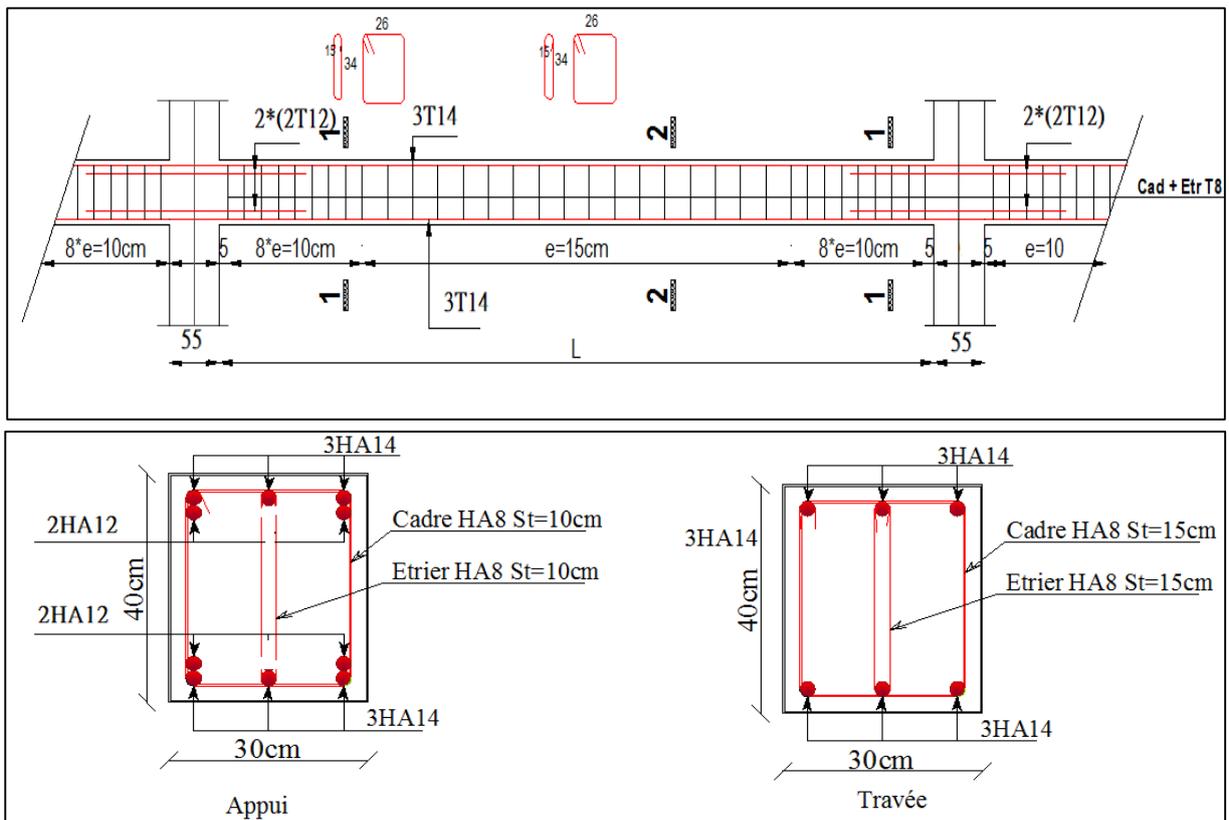


Figure 4. 2. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

4.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel (ETABS 2016).

4.3.1. Recommandations du RPA99v2003

4.3.1.1. Armature longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone IIa est limité par :

- $A_l^{\min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_l^{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante)} \\ 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement)} \end{cases}$
- $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- $L_r = 40 \times \varnothing$ en zone II.a.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

B_1, h_1 : Dimensions du poteau considéré.

h_e : Hauteur d'étage.

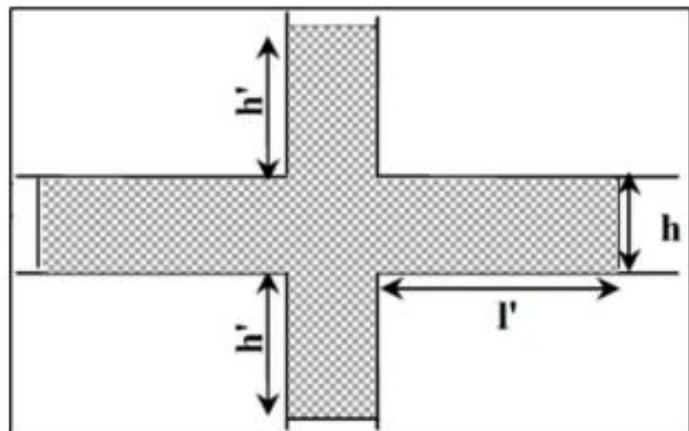


Figure 4.3. Zone nodale

4.3.1.2. Armature transversale

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v_u : \text{Effort tranchant maximal de calcul} \\ h_1 : \text{hauteur total de la section} \\ f_e = : \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale} \\ t : \text{espacement des armatures transversale} \begin{cases} \text{en zone nodale } t \leq \min(10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) \dots \text{zone IIa} \\ \text{en zone courante } t \leq 15 \phi_l^{\min} \dots \text{zone IIa} \end{cases} \\ \phi_l^{\min} : \text{le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau} \\ p_a : \text{coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant} \end{array} \right.$$

$$p_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

a,b : les dimensions de la section du poteau dans la direction de déformation considéré

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum
- Pour le calcul de A_t il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

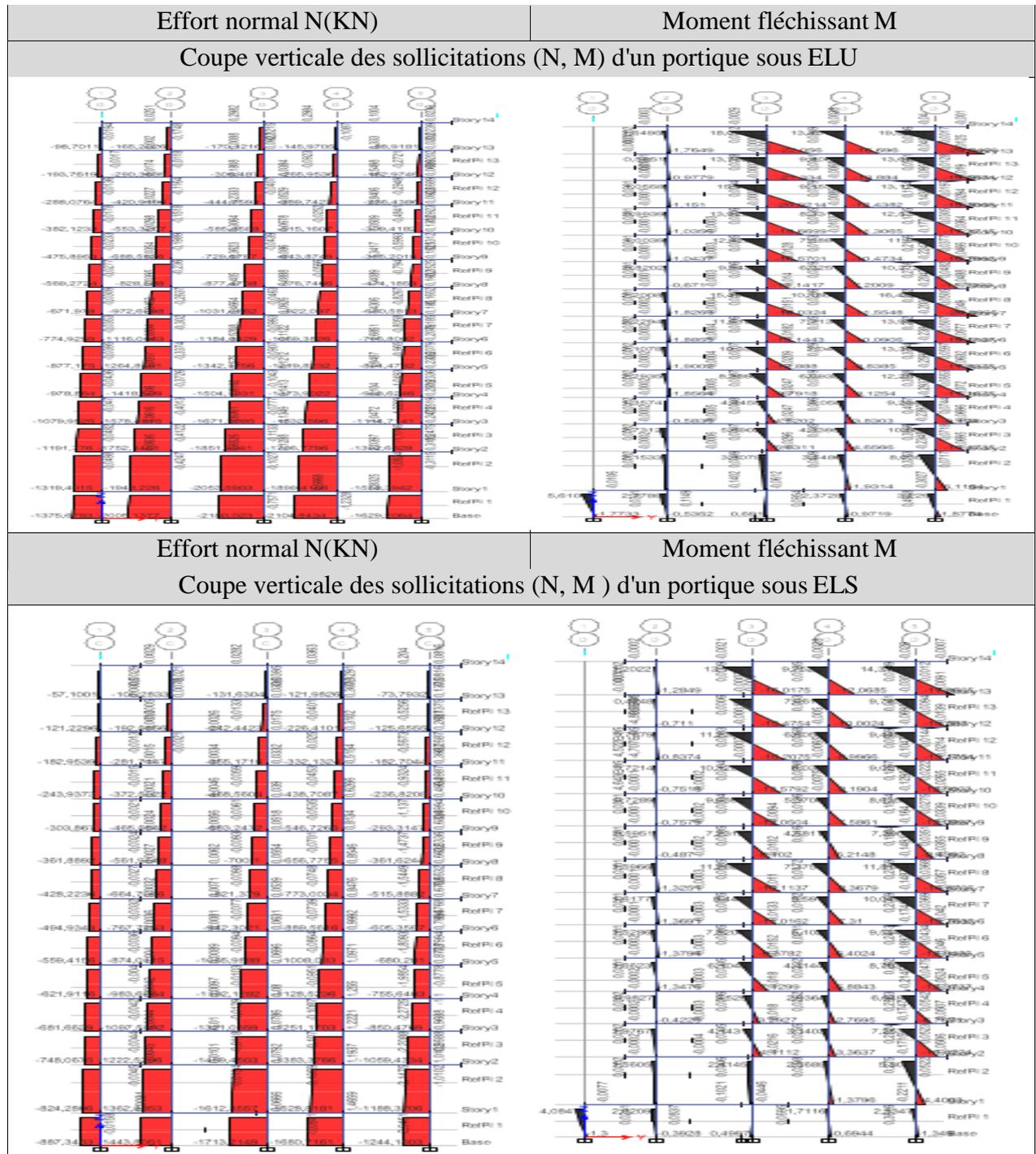
$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases} \quad \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum.

4.3.2. Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normal

4.3.2.1. Sous combinaison statique (ELU, ELS)

Tableau 4.9.Sollicitation statique dans les poteaux



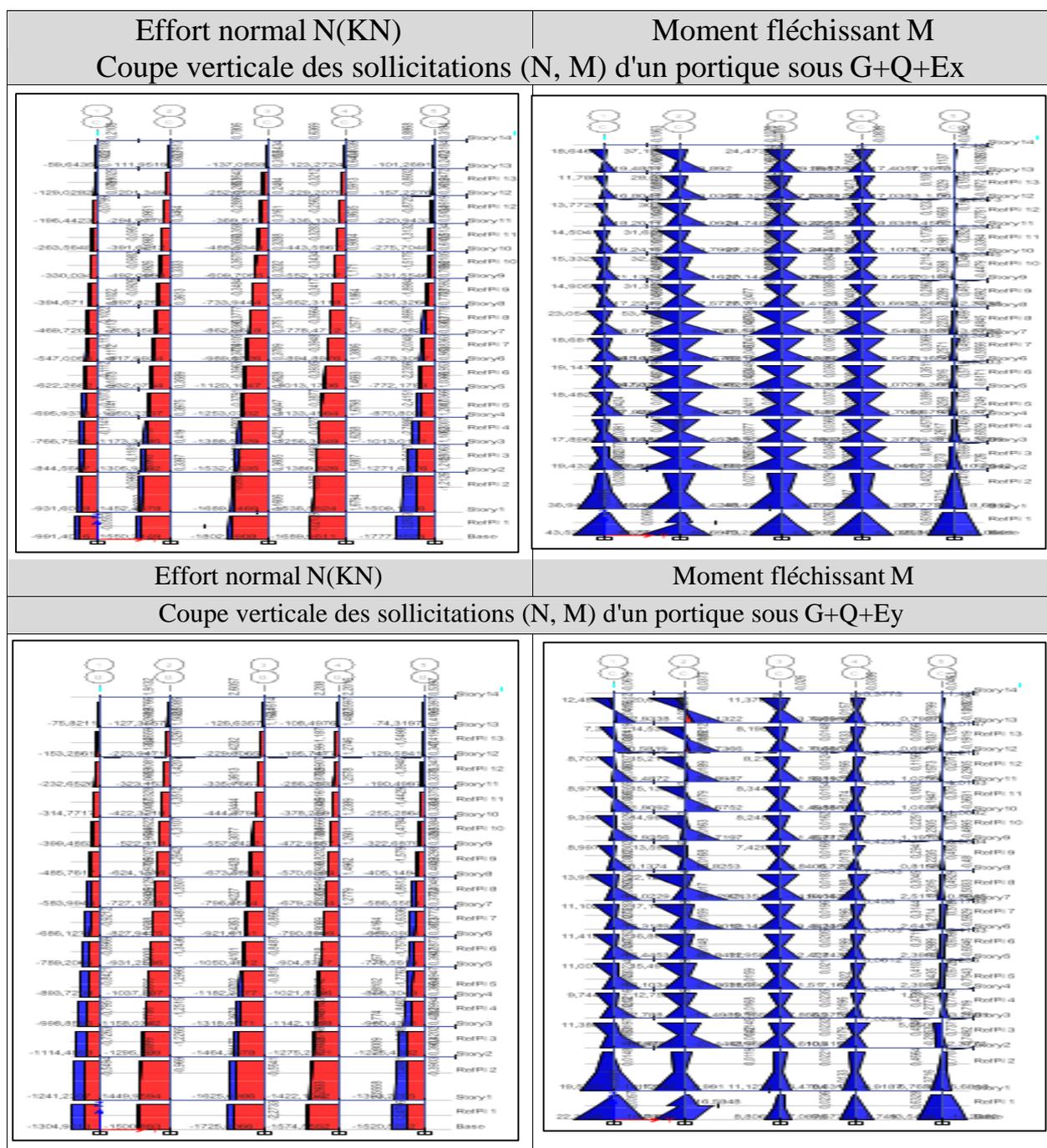
Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.10. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.

Niveau	N _{max} ⇔ M _{core}		M _{max} ⇔ N _{core}		V(KN)
SS, RDC, 1	2352,7137	7,80	149,96	340,32	95,02
2,3,4,5,6	1814,28	8,25	121,42	351,51	80,40
7,8,9,10,11,12	961,23	8,07	87,12	224,85	56,90

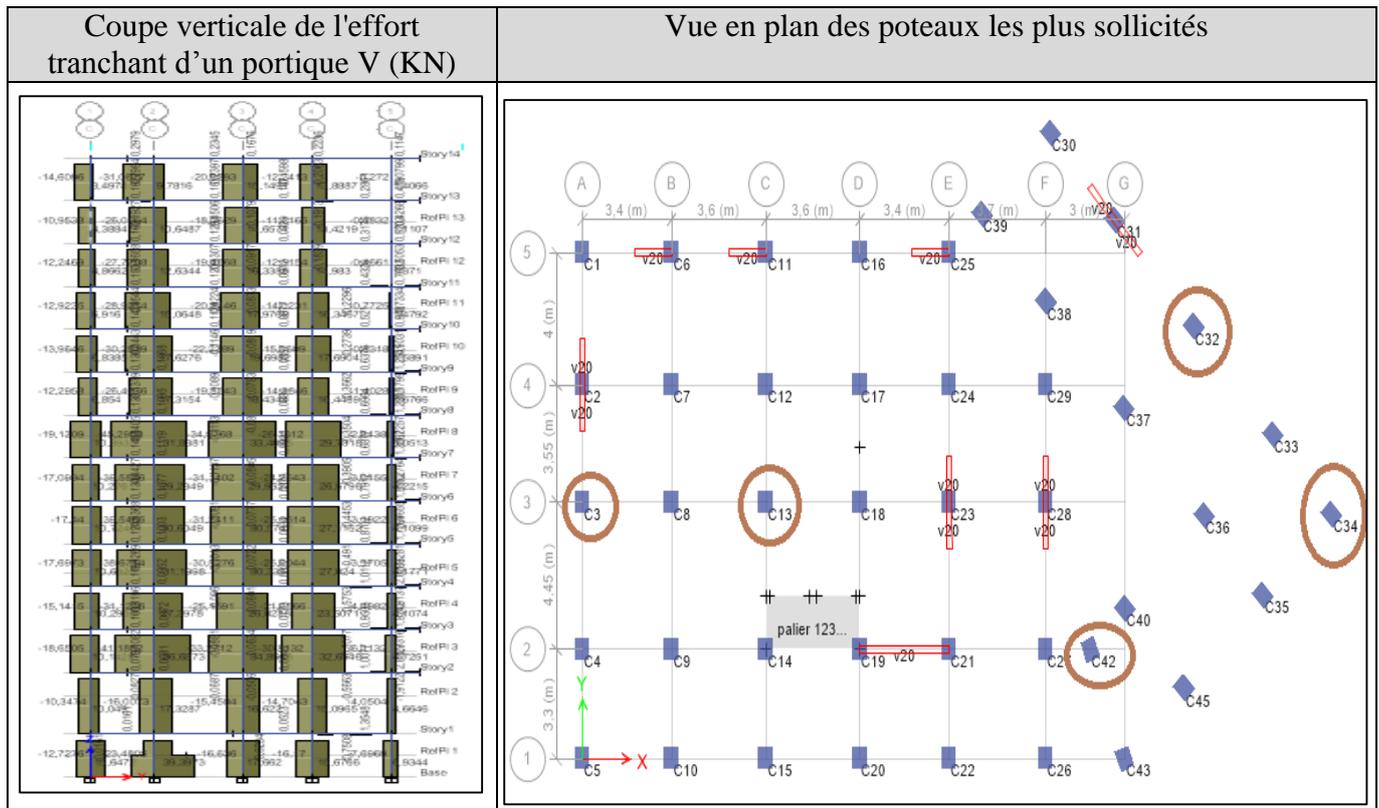
4.3.2.2. Sous combinaison sismique

Tableau 4.11. Sollicitation sismique dans les poteaux



4.3.3. Diagrammes des efforts tranchants

Tableau 4.12. Diagrammes des Efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités



4.3.4. Ferrailage

4.3.4.1. Armature longitudinales

Tableau 4.13. Calcul du ferrailage longitudinal dans les poteaux

Section	N(KN)	M(KN.m)	N° pot	type	A _{cal} /face (cm ²)	A _{min} /RPA (cm ²)	A _{max} /RPA		A _{Adopté} (cm ²)
							Z ^{cour}	Z ^{nod}	
SS, RDC, 1 ^{ère} (65×55)	2352,7137	7,80	C13	SEC	0	28,6	143	214,15	4HA20+ 8HA16
	340,32	149,96	C3	SPC	1.93				
	39,49	30,25	C34	SPC	0.73				
2,3,4,5, 6 ^{ème} (55×45)	1814,28	8,25	C13	SEC	0	19,8	99	148,5	4HA16+8HA14
	351,51	121,42	C3	SPC	1.69				
	155,53	10,09	C42	SEC	0				
7,8,9,10, 11,12 ^{ème} (45×35)	961,23	8,07	C13	SEC	0	12,6	63	94,4	4HA16+4HA14
	224,85	87,12	C3	SPC	2.66				
	26,89	14,80	C32	SPC	0.52				

4.3.4.2. Armature transversales

Le calcul des armatures transversales des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 4.14. Ferrailage transversales des poteaux

section	\varnothing_l^{\max}	\varnothing_l^{\min}	V(KN)	L_r (cm)	$t^{z.nod}$	$t^{z.cou}$	λ_g	A_t (cm ²)	A_t^{\min}	$A_t^{\text{adopté}}$ (cm ²)
(65×55)	2	1,6	95,02	80	10	15	3,29	2,05	4.00	6HA10=4,71
(65×55)	2	1,6	95,02	80	10	15	4,76	2.05	1.98	6HA8=3,02
(55×45)	1,6	1,4	80,4	65	10	15	3,89	2,06	2.59	6HA8=3,02
(45×35)	1,4	1,4	56,9	60	10	15	4,76	1,78	1.26	4HA8=2,01

4.3.5. Vérifications à l'ELU

4.3.5.1. Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée déviée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (Flambement). La

relation à vérifier est la suivante : $N_U = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$

Tableau 4.15. Vérification au flambement.

Section	l_0	l_f	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N^{\max}	Obs
(65×55)	3,06	2,142	11,42	0,832	28,65	3339	5973,64	2351,93	Vérifier
(65×55)	4,42	3,094	16,49	0,814	28,65	3339	5844,4	2351,93	Vérifier
(55×45)	3,06	2,142	13,49	0,825	20,36	2279	4066,05	1813,57	Vérifier
(45×35)	3,06	2,142	16,49	0,814	14,2	1419	2541,1	960,85	Vérifier

4.3.5.2. Vérification des contraintes au cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{v_u}{b.d} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \text{ (MPa)} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau 4.16. Vérification des contraintes de cisaillement

Sections	λ_g	ρ_d	b(m)	d(m)	V_u (KN)	τ_{bu}	$\overline{\tau_{bu}}$	Obs
(65×55)	3,29	0,040	0,55	0,525	95,02	0,33	1	Vérifier
(55×45)	3,89	0,040	0,45	0,425	80,4	0,42	1	Vérifier
(45×35)	4,76	0,040	0,35	0,325	56,8	0,5	1	Vérifier

4.3.6. Vérifications à l'ELS

4.3.6.1. Vérification des contraintes de compression

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau :

$$\sigma_{bc1,2}(MPa) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} \nu \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} \nu \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Tableau 4.17. Vérification des contraintes

Section	A _s (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc sup}	σ _{bc inf}	σ _{s sup}	σ _{s inf}
(65×55)	10,3	1712,87	21,36	4,86	3,96	72,4	59,9
(55×45)	7,1	1320,71	29,78	6	3.83	88.5	59
(45×35)	5,56	699,94	36,33	6.48	1.56	93,1	27.5

4.3.7. Vérifications des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le RPA99 v2003 (Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

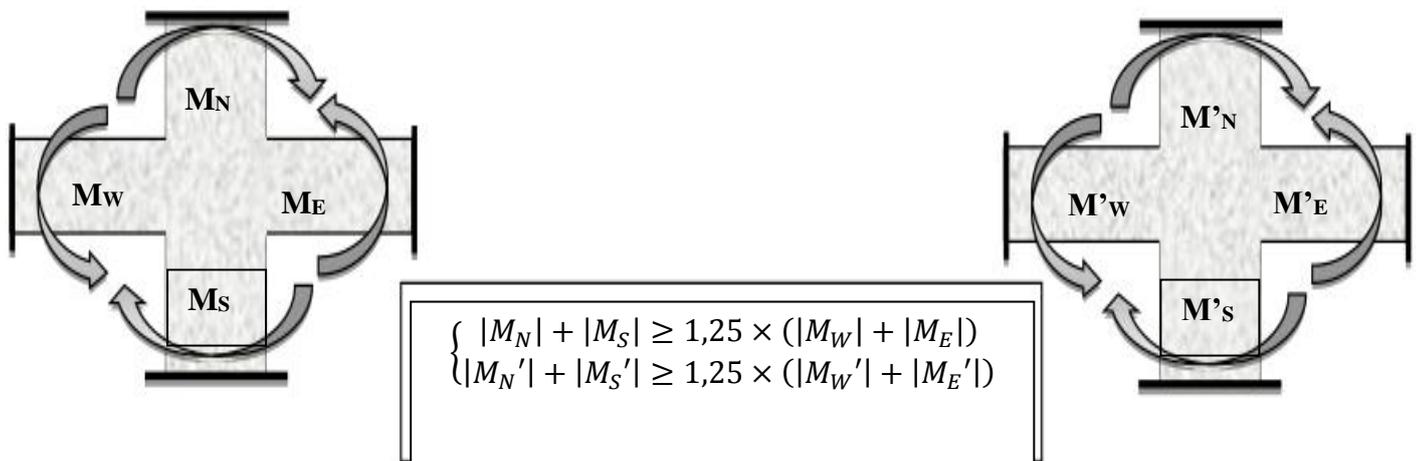


Figure 4. 4. Répartition des moments dans les zones nodales

➤ Détermination du moment résistant

Le moment résistant « MR » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_S \times f_{st} \quad \text{Avec } z = 0.9h \quad \text{et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les poteaux :

Tableau 4.18. Les moments résistants dans les poteaux

Section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A _S (cm ²)	σ _{st} (MPa)	M _R (KN.m)
(65×55)	0,65	0,585	10,3	348	209,69
(55×45)	0,55	0,495	7,1	348	122,30
(45×35)	0,45	0,405	5,56	348	78,362

Les poutres :

Tableau 4.19. Les moments résistants dans les poutres

Section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A _S (cm ²)	σ _{st} (MPa)	M _R (KN.m)
(30×45)	0,45	0,405	12,06	348	169,97
(30×40)	0,4	0,36	6,88	348	86,19

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.20. Vérification de la zone nodale en plan

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
SS ⇒ Etage 1	169,97	169,97	339,94	86,19	86,19	215,475	vérifiée
Etage2 ⇒ Etage 6	169,97	169,97	339,94	86,19	86,19	215,475	vérifiée
Etage7 ⇒ Etage 12	169,97	169,97	339,94	86,19	86,19	215,475	vérifiée

Tableau 4.21. Vérification de la zone nodale en élévation

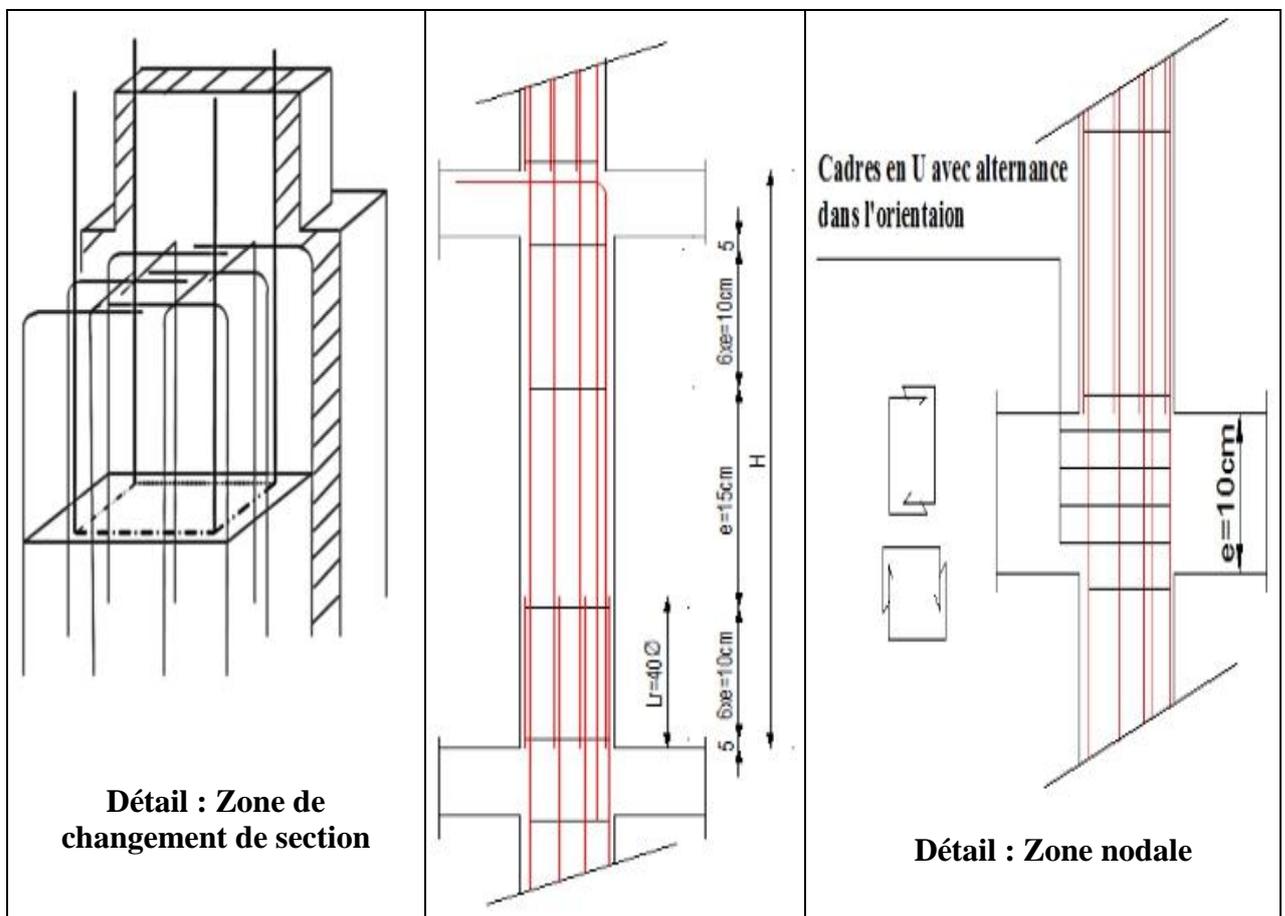
Niveau	M' _N	M' _S	M' _{N+M'_S}	M' _W	M' _E	1.25 (M' _W +M' _E)	Obs
SS ⇒ Etage 1	209,69	209,69	419,38	86,19	86,19	215,475	vérifiée
Etage2 ⇒ Etage 6	122,30	122,30	244,60	86,19	86,19	215,475	vérifiée
Etage7 ⇒ Etage 12	78,36	78,36	159,72	86,19	86,19	215,475	N.vérifiée

- **Remarque :** Après correction, on constate que la vérification de la zone nodale en élévation n'est pas vérifiée, donc les sections de ferrailages vont être augmentées.

On remarque que la condition du RPA n'est pas vérifiée pour les deux étages 7ème et 8ème, donc il y'a risque de formation du phénomène poteau faible et poutre forte, selon l'article 7.6.2 : cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+12.

4.3.8. Ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont résumés dans la figure suivante :



Niveau	Coupes de ferrillages dans les poteaux	
<p>Sous-sol, RDC 1^{ère} étage (65*55) 4T20+8T16</p>		
<p>2,3,4,5,6^{ème} étages (55*45) 4T16+8T14</p>		
<p>7,8,9,10,11,12^{ème} étages 4T16+4T14</p>		

4.4. Les voiles

4.4.1. Recommandations du RPA99v2003

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes. Le calcul se fera suivant les combinaisons de calcul habituelles

4.4.1.1. Armature 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 : L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue et 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.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

4.4.1.2. Armature 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 $10\emptyset$.

4.4.1.3. Armature transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de 4 épingles /m² au minimum.

4.4.1.4. Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal d'armatures :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,15\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{ dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0,10\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10 * e$;

L'espacement $S_t = \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$.

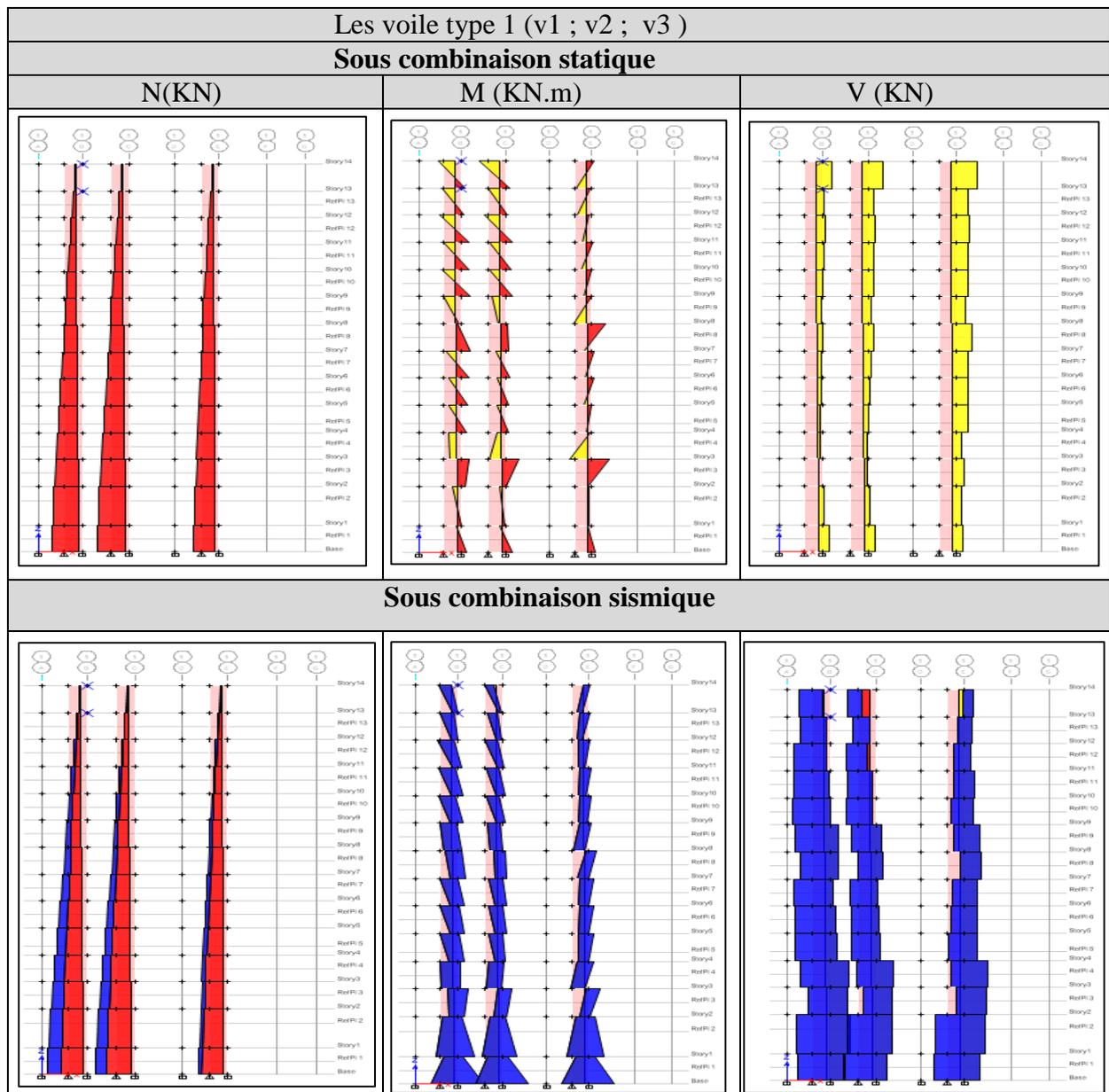
Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $1.1 \times \frac{V}{f_e}$; $V = 1.4 \times V_u$

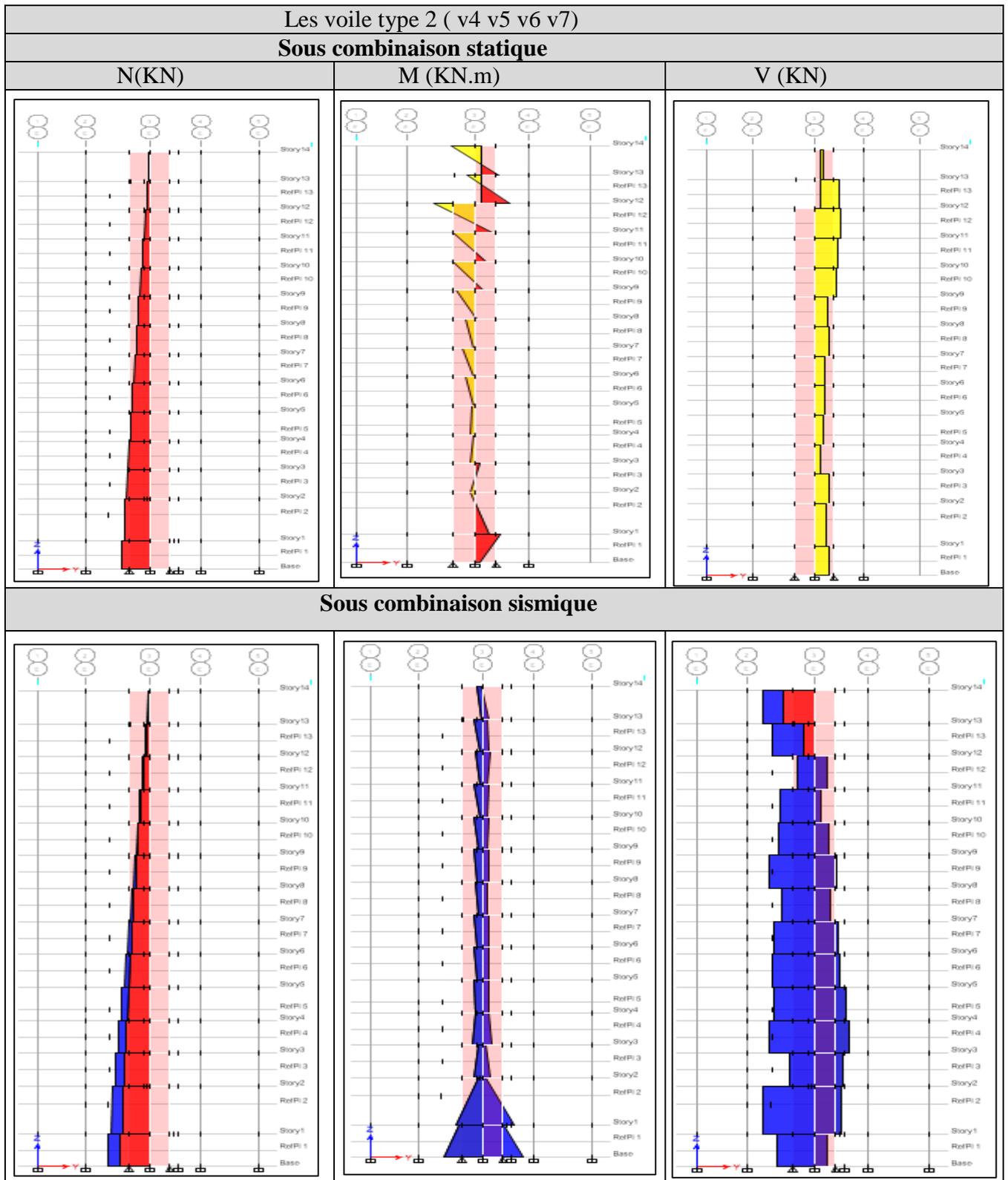
4.4.2. Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normal

*** Sous combinaison statique et sismique**

Les sollicitations des voiles les plus sollicités V8, V4 (Page 78) sont résumées dans le tableau:

Tableau 4. 22. Sollicitation statique et sismique dans les voiles





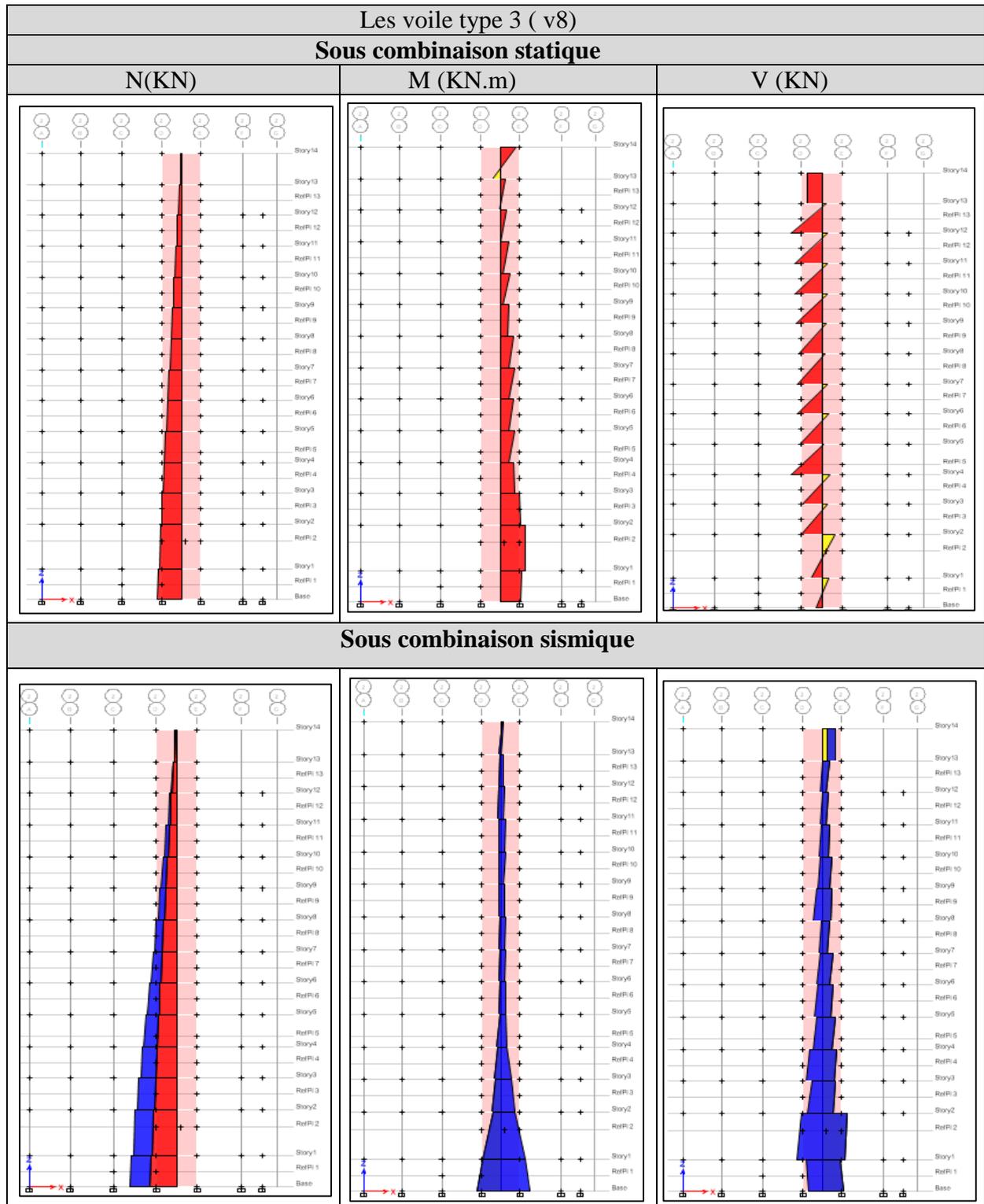


Tableau 4. 2.3. Les sollicitations dans les voiles

pour les voiles type 1 : V1, V2, V3							
Niveau	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		V_{\max}
SS	3089,62	41,38	558,97	2287,01	920,12	192,10	111,85
RDC	2921,12	22,61	415,33	2172,19	863,43	147,06	124,40
1 ^{ere} etage	2670,12	19,05	186,93	2000,14	785,77	46,52	83,50
2,3,4,5,6 ^{eme} etages	2449,91	45,22	238,51	1391,83	510,58	34,23	115,82
7,8,9,10,11, 12 ^{eme} etages	1351,12	15,59	144,51	817,67	90,17	39,32	98,29
pour les voiles type 2 : V4, V5, V6, V7							
Niveau	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		V_{\max}
SS	4872,03	34,78	2301,29	2275,32	1274	905,55	366,29
RDC	4429,80	89,63	1622,02	2139,28	1188,46	613,76	419,37
1 ^{ere} etage	4041,84	25,32	505,34	1987,21	1091,62	160,22	184,36
2,3,4,5,6 ^{eme} etages	3705,48	3,97	641,68	1860,02	702,55	113,06	287,22
7,8,9,10,11, 12 ^{eme} etages	2008,73	11,10	422,50	1099,10	79,79	8,84	231,44
pour les voiles type 3 : V8							
Niveau	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		V_{\max}
SS	5292,77	344,13	6584,68	4154,53	1674,46	2474,86	525,01
RDC	4842,24	436,77	5354,01	3829,32	1477,45	1938,09	710,18
1 ^{ere} etage	4427,83	385,52	2629,88	3496,16	1360,24	960,65	362,19
2,3,4,5,6 ^{eme} etages	4067,39	252,64	1938,68	3202,12	919,17	200,76	375,51
7,8,9,10,11, 12 ^{eme} etages	2221,97	121,86	897,32	1705,06	164,18	220,16	230,78

Tableau 4. 2.4. Les sollicitations les plus défavorables dans les voiles V8 et V4 sous la combinaison 0.8G+E

Niveau	Voile v8			Voile v4		
	Comb	N (KN)	M (KN.m)	Comb	N(KN)	M(KN)
Ss RDC 1ere	0.8G+Ex	2423,4558	6174,8596	0.8G+Ey	1539,4511	2296,4104
2, 3, 4, 5, 6	0.8G+Ex	1855,15	1641,69	0.8G+Ey	1267,44	622
7, 8, 9, 10, 11, 12	0.8G+Ex	165,8937	470,7862	0.8G+Ey	125,15	242,57

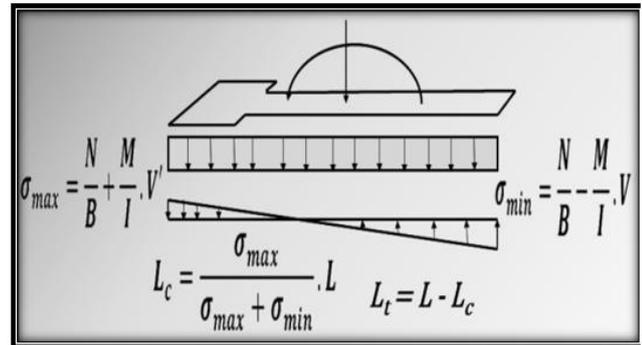
4.4.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

1. Calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min}
2. On découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur d donnée par : $d \leq \min(\frac{he}{2}, \frac{2}{3}l_e)$

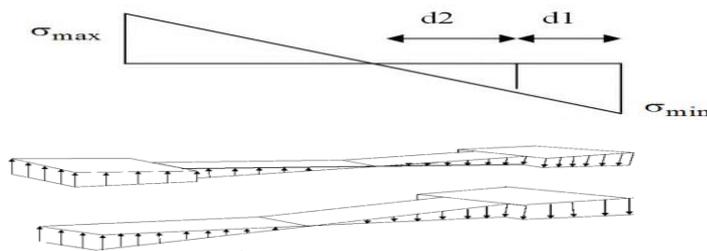
3. Calcul les longueurs L_c et L_t

avec $\left\{ \begin{array}{l} N: \text{Effort normal Appliqué} \\ M: \text{Moment fléchissant appliqué} \\ A: \text{Section transversale du voile} \\ V: \text{bras de levier} \\ I: \text{Inertie du voile} \\ L_c: \text{longueur de la zone comprimée.} \\ L_t: \text{longueur de la zone tendue} \end{array} \right.$

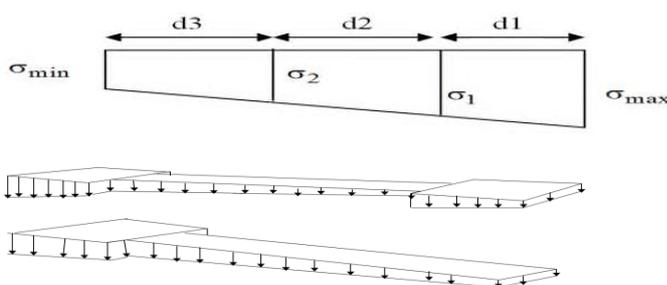


On distingue 3 cas :

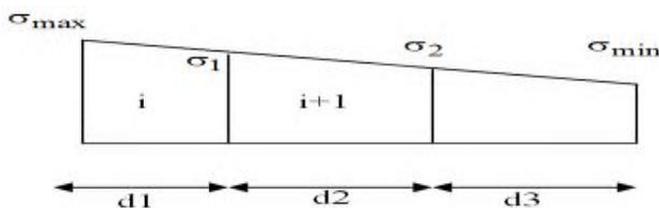
Section partiellement comprimée



Section entièrement tendue



Section entièrement comprimée



$$(\sigma_{max} \times \sigma_{min}) < 0$$

le volume des contraintes de traction N

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}} \end{array} \right.$$

$$(\sigma_{max}; \sigma_{min}) < 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_i = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e \end{array} \right. ; A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Si : $A_{vi} \leq A_{min} = 0,2\%e.L$

$\Rightarrow A_{retenue} = A_{min}$

Si non $\Rightarrow A_{retenus} = A_{vi}$

$$(\sigma_{max}; \sigma_{min}) > 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_i = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{N_i - Bf_{bu}}{\sigma_{s2}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s2}} \end{array} \right.$$

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V8/Sous-sol RDC 1ere

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3,95	B (m ²) =	1,285
e (m) =	0,2	I (m ³) =	2,47
V' (m) =	1,975	h (m) =	3,06
V (m) =	1,975		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	2423,4558	σ _c (KN /m ²)	6823,346
M (KN.m)	6174,8596	σ _t (KN /m ²)	-3051,43
V (KN)	710,18	L _c (m)	2,73
		L _t (m)	1,22

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,53

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,55	d ₂ (m)	0,67	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,65	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
AH ₁ (cm ²)	-1675,786	σ ₂ (KN/m ²)	0	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-844,99	N ₂ (KN)	-112,278	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	21,1248	Av ₂ (cm ²)	2,807	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 19,52995

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	19,275
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7,9
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	9,83

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T20+8T16 ≅28,65 cm ²	2*(5T12)/15cm =11,31 cm ²	/
-------------------------------------	---	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	5,2812	AH ₂ (cm ²)	0,70175	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

I,4V (KN)	994,252		
τ (MPA)	1,258546835	≤	τ _{adm} (MPA) 5

B (m ²)	L(m)	I (m ²)	V' (m)	V(m)	S _{pot} (m ²)	e _{voile} (m)
1.66	3.95	3.1965	1.995	1.995	(0.65*0.55)	0.2

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V8/7,8,9,10,11,12eme etages

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3,75	B (m ²) =	0,925
e (m) =	0,2	I (m ⁴) =	1,386
V' (m) =	1,875	h (m) =	3,06
V (m) =	1,875		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	165,8937	σ_c (KN /m ²)	816,231
M (KN.m)	470,7862	σ_t (KN /m ²)	-457,542
V (KN)	230,78	Lc (m)	2,403
		Lt (m)	1,347

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) \leq 1,53 Prendre **3** Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,35	d2 (m)	0,997	d3 (m)	0
e1 (m)	0,45	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
AH1 (cm ²)	-338,656	σ_2 (KN/m ²)	0	σ_3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-62,701	N2 (KN)	-33,765	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	1,5676	Av2 (cm ²)	0,8442	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 6,34645

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	13,875
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	7,5
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	7,138

4°/ Espacement des barres

St (cm) \leq 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T16+4T14 ≅14,2 cm ²	2*(7T10)/15cm =11,00cm ²	/
------------------------------------	--	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,3919	AH2 (cm ²)	0,21105	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	323,092	τ (MPA)	0,430789333	\leq	τ_{adm} (MPA)	5
-----------	---------	--------------	-------------	--------	--------------------	---

B (m ²)	L(m)	I (m ²)	V' (m)	V(m)	S _{pot} (m ²)	e _{voile} (m)
1.2	3.75	1.794	1.875	1.875	(0.45*0.35)	0.2

4.4.4. Schémas de Ferrailages

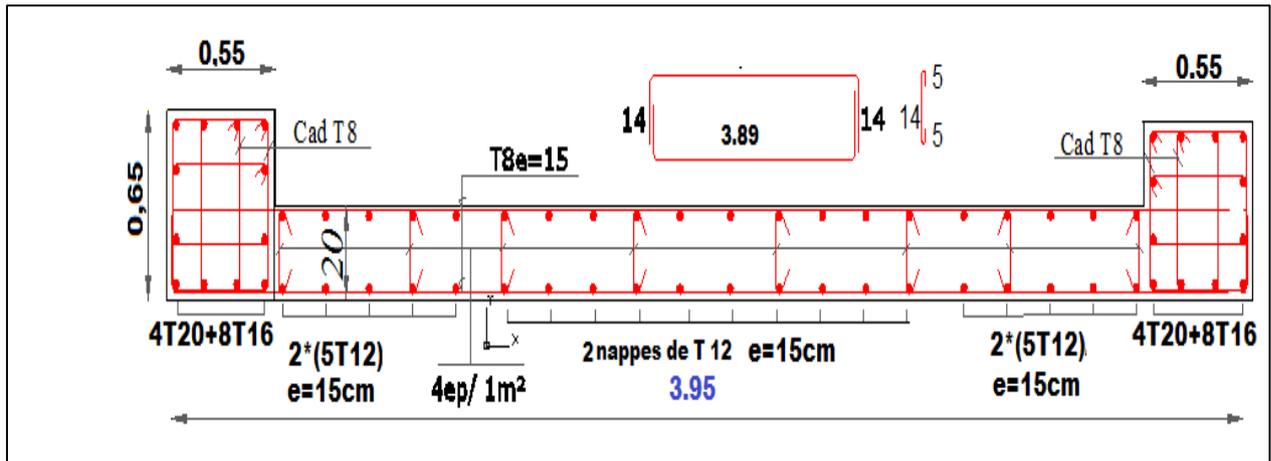


Figure 4. 7. Schéma de ferrailage du voile V8 (Zone I : Sous-Sol/RDC et 1^{er} étage)

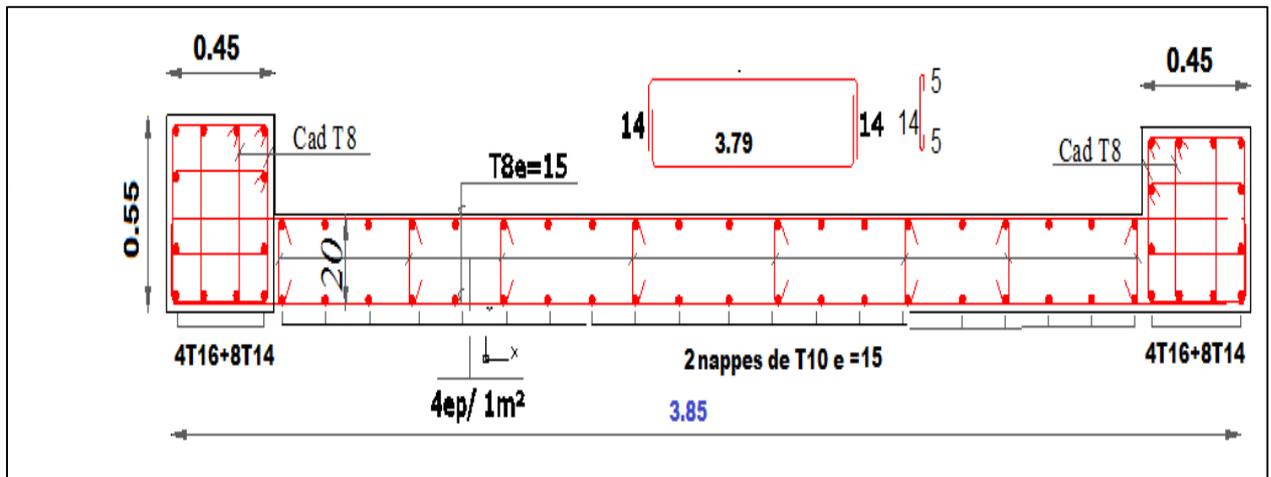


Figure 4. 8. Schéma de ferrailage du voile V8 (Zone II : 2,3,4,5,6^{eme} étages)

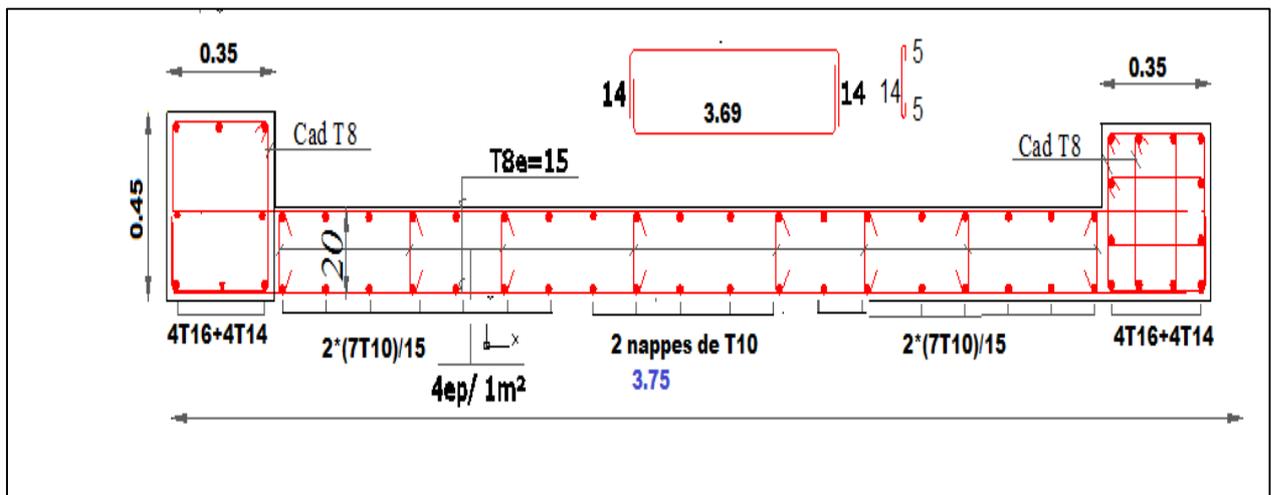


Figure 4. 9. Schéma de ferrailage du voile V8 (Zone III: 7,8,9,10,11,12^{eme} étages)

- **Remarque :** Les détails de calcul ainsi les schémas de ferrailage du voile V8 et V5 dans les niveaux : sous-sol au 12eme étage sont présentés dans l'annexe n°

4.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que les sections minimales exigées par le RPA99/2003 sont importantes car elles favorisent la sécurité avant l'économie.



CHAPITRE 5

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui paraît satisfaisante et convenable avec notre structure

5.1. Type de fondation adopté

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support
- La capacité portante du terrain de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La distance entre axes des poteaux.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux dernières vérifications ne sont pas satisfaites on optera pour un radier nervuré.

On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle, donc elle doit vérifier :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_{sup+inf}}{S_{nécessaire}^{fond}} \Rightarrow S_{nécessaire}^{fond} = \frac{N_{sup+inf}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{sol} : \text{contrainte admissible du sol} \\ N_{sup+inf} : \text{Poids de la super - structure et l'infrastructure (voir 5.2.4.1)} \\ S_{nécessaire}^{fond} : \text{Surface nécessaire de la fondation} \end{array} \right.$

Tableau 5.1. Type de fondation adopté

Poids superstructure	$N_{sup+inf}$ (KN)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (bars)	$S_{nécessaire}^{fond}$ (m ²)	S_{bloc} (m ²)
55425,2769	64018,2634	2,20	290,92	392.7

Donc $\frac{S_{nécessaire}^{fond}}{S_{bloc}} = 74.08 \% > 50\% \Rightarrow$ La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bloc, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier générale.**

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir un **radier général nervuré**.

5.2. Radier général nervuré

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et sollicité à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol.

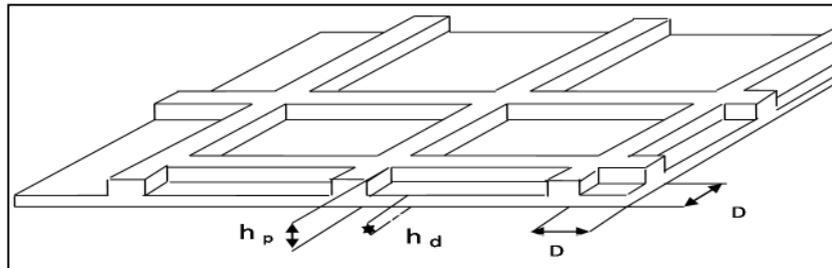


Figure 5.1. Radier général nervuré

5.2.1. Pré dimensionnement du Radier

5.2.1.1. Dalle du radier

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{390}{20} = 19.5 \text{ cm: soit } h_d = 40\text{cm}$$

Avec L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{max} = 3,9 \text{ m}$

5.2.1.2. Les nervure (poutres croisé)

- **Condition de coffrage :** $h_p \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{390}{10} = 3.90 \text{ cm}$
- **Condition de rigidité :** $h_e \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi} \dots \dots \dots (1)$

Le radier est considéré rigide avec une répartition linéaire des contraintes.

avec : L_e : Longueur élastique $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} \dots \dots \dots (2)$

- E: Module d'élasticité du béton $E = 3.2164 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- I: Inertie de la section du radier
- K: coef de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4.5 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$
- b: La largeur de la bonde = 1m

De (1) et (2) $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\left(\frac{3k}{E} \left(\frac{2 \times L_{max}}{\pi}\right)^4\right)} = 0.54 \text{ m}$

Nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

- La dalle $h_d = 40\text{cm}$
- La nervure : $(b \times h) = (60 \times 85) \text{ cm}^2$

5.2.2. Caractéristiques géométriques du radier

Tableau 5.2.les caractéristique géométriques du Radier

Surface du bloc	Surface du Radier	Vue en plan du radier
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>Caractéristiques de la sélection</p> <hr/> <p>Caractéristiques de la section simple exprimées dans le repère local de section</p> <p>Aire: 392,7 m2</p> <p>Position du centre de gravité x: 12,68 m y: 7,96 m</p> <p>Inerties au centre de gravité Ixx: 7 831,8 m4 Iyy: 20 761,1 m4 Ixy: 634,5632 m4</p> <p>Par rapport aux axes principaux u-v Iuu: 20 792,1 m4 Ivv: 7 800,8 m4 angle x - u: -87,2 deg</p> <p>section réduite Su: 346,2 m2 section réduite Sv: 337,4 m2</p> </div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>Caractéristiques de la sélection</p> <hr/> <p>Caractéristiques de la section simple exprimées dans le repère local de section</p> <p>Aire: 392,7 m2</p> <p>Position du centre de gravité x: 12,68 m y: 7,96 m</p> <p>Inerties au centre de gravité Ixx: 7 831,8 m4 Iyy: 20 761,1 m4 Ixy: 634,5632 m4</p> <p>Par rapport aux axes principaux u-v Iuu: 20 792,1 m4 Ivv: 7 800,8 m4 angle x - u: -87,2 deg</p> <p>section réduite Su: 346,2 m2 section réduite Sv: 337,4 m2</p> </div>	

5.2.3. Résultante des efforts par rapport au centre de gravité du radier

Tableau 5.3.Résultante des forces (N, M1, M2, V)

	Combinaison	P(KN)	M1(KN.m)	M2(KN.m)	X	Y
Poids	ELS	64018,2634	86559,1001	65213,6839	12,68	7,96
Poids	ELU	87647,2239	118637,2509	89471,2834	12,68	7,96
Poids	G+Q+EX Max	64017,1554	97487,3202	61766,4711	12,68	7,96
Poids	G+Q+EX Min	64019,3714	75630,8801	68660,8967	12,68	7,96
Poids	G+Q+EY Max	64016,959	90067,561	54056,3488	12,68	7,96
Poids	G+Q+EY Min	64019,5679	83050,6393	76371,0189	12,68	7,96
Poids	0.8G+EX Max	44693,1387	70669,0165	41082,0802	12,68	7,96
Poids	0.8G+EX Min	44695,3547	48812,5764	47976,5058	12,68	7,96
Poids	0.8G+EY Max	44692,9423	63249,2572	33371,958	12,68	7,96
Poids	0.8G+EY Min	44695,5511	56232,3356	55686,628	12,68	7,96

5.2.4. Justification du radier

5.2.4.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\sigma = N/s_{radier} \leq \overline{\sigma}$

$$\begin{cases} N = N_{sup} + N_{radier} \\ N_{sup}: \text{effort normal du aux charges verticale de la super structure} \end{cases}$$

D'après le tableau précédent $N_{sup} + N_{radier} = 64018,2634 \text{ KN}$

$$\Rightarrow N = 64018,2634 \text{ KN}$$

Tableau 5.4. Vérification de la contrainte du sol

N (KN)	S _{radier} (cm ²)	σ (bars)	σ̄ (bars)	Observation
64018,2634	392.7	1,63	2,2	vérifier

5.2.4.2. Vérification au soulèvement

$$\begin{cases} ELU: \sigma_{moy} < 1.5 \times \bar{\sigma} \\ ELS: \sigma_{moy} < \bar{\sigma} \\ ELA: \sigma_{moy} < 2 \times \bar{\sigma} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ avec } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + M \cdot \frac{V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - M \cdot \frac{V}{I} \end{cases}$$

Tableau 5.5. Vérification au soulèvement

	Comb	N(KN)	M(kn.m)	σ ₁ (bars)	σ ₂ (bars)	σ _{moy} (bars)	Observation
L_X	ELS	64018,263	86559,10	2,22	1,03	1,92	< σ̄
	ELU	87647,223	118637,2509	3,04	1,41	2,64	< 1.5 × σ̄
	G+Q+E	64017,1554	97487,3202	2,30	0,95	1,96	< 2 × σ̄
L_Y	ELS	64018,263	86559,10	2,42	0,83	2,02	< σ̄
	ELU	87647,223	118637,2509	3,31	1,14	2,77	< 1.5 × σ̄
	G+Q+E	64017,1554	97487,3202	2,37	0,88	2	< 2 × σ̄

5.2.4.3. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction $M_s > M_r$

$$\frac{\text{Moment stabilisateur (M}_s\text{)}}{\text{Moment de renversomment(M}_r\text{)}} \geq 1.5$$

Avec: $\begin{cases} M_r = M_{F/0} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_s = M_{W/0} = W \times b \end{cases}$

Avec F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit

vérifier que $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

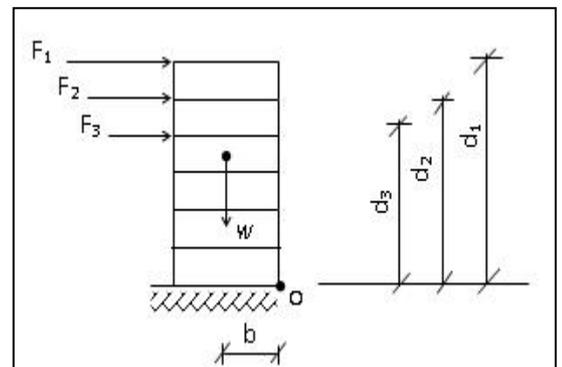


Tableau 5.6. Vérification de la stabilité au renversement

Comb	N(KN)	Sens x			Sens y		
		M(KN.m)	e(m)	L/4(m)	M(KN.m)	e(m)	L/4(m)
G+Q+E	64017,1554	97487,3202	1,52	7,16	54056,3488	0,84	4,73
G+Q-E	64019,3714	75630,8801	1,18		76371,0189	1,19	
0.8G+E	44693,1387	70669,0165	1,58		33371,958	0,75	
0.8G-E	44695,3547	48812,5764	1,09		55686,628	1,25	

5.2.4.4. Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (Art. A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit:

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $\begin{cases} N_u: \text{effort normale à la basedu poteau considéré a l' état limite ultime} \\ U_c: \text{Le périmètre du contour sur le plan moyen du radier} \\ h_t: \text{hauteur e la nervure} \end{cases}$

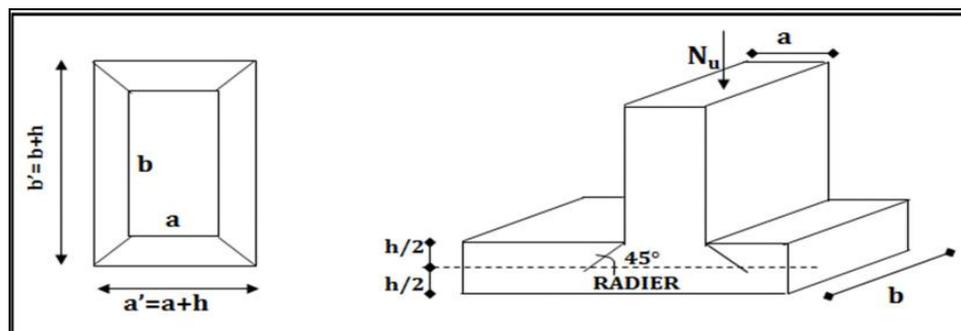


Figure 5.2. Périmètre utile du poteau

Cette vérification se fera pour l'élément le plus sollicité (Niveau S. Sol).

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.55 + 0.65 + 2 \times 0.85) = 5,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_u = 2343,68 < 0,045 * 5,8 * 0,85 * 25 / 1,5 = 3697,5 \text{ KN.}$$

5.2.5. Ferrailage de la dalle 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.

5.2.5.1. Section d'acier

Le radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés, soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de

$$\text{Largeur unité : } \begin{cases} M_{0x} = U_x \times q_u \times L_x^2 (kn. m) \\ M_{0y} = U_y \times M_{0x} (KN. m) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t = \begin{cases} 0.85 M_{0,x,y} \text{ panneau de rive} \\ 0.75 M_{0,x,y} \text{ panneau intermédiaire} \end{cases} \\ M_a = \begin{cases} 0.3 \text{ panneau de rive} \\ 0.5 \text{ panneau intermédiaire} \end{cases} \end{cases}$$

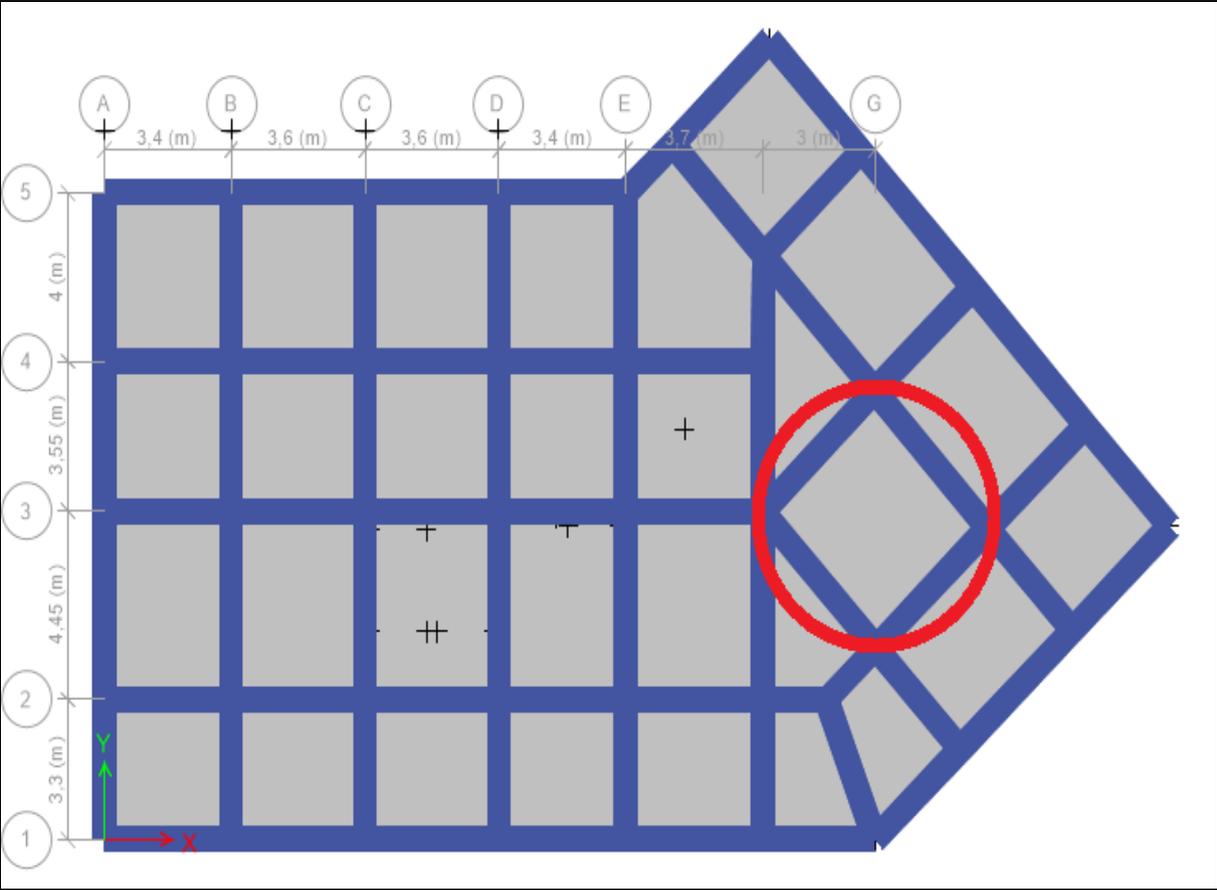


Figure 5.3. Panneaux de dalle du radier (e = 40 cm)

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

Tableau 5.7. Les sections d'acier dans les panneaux de radier

		ELU v=0	ELSV=0,2
L_x		4,12-0.60 (Largeur PDR) = 3,52	
L_y		4,45-0.60 (Largeur PDR) = 3,85	
P		0,91	
μ_x		0,0447	0,0518
μ_y		0,8036	0,8646
q (KN/m²)		277	202
Sens xx	M₀ (KN.m)	153,42	129,65
	M_a(KN.m)	76,71	64,825
	A_s^{appui}(cm²)	6,09	/
	A_s^{appui adop} (cm²)	7HA12 e=15cm =7,92	
	M_t (KN.m)	115,06	97,24
	A_s^{travée}(cm²)	9,23	/
	A_s^{travée adop} (cm²)	7HA12 e=15cm+7HA14(chap) e=15cm=18,70	
Sens yy	M₀ (KN.m)	123,29	112,09
	M_a(KN.m)	61,64	56,05
	A_s^{appui}(cm²)	4,87	/
	A_s^{appui adop} (cm²)	7HA12 e=15cm =7,92	
	M_t (KN.m)	92,47	84,07
	A_s^{travée}(cm²)	7,37	/
	A_s^{travée adop} (cm²)	7HA12 e=15cm+7HA14(chap) e=15cm=18,70	

- L'enrobage $e \geq \frac{h_r}{10} = \frac{40}{10} = 4cm \Rightarrow e = e' = 4cm$
- Espacement $S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33cm \Rightarrow S_t = 20cm$

5.2.5.2. Vérification des contraintes

Tableau 5.8. La vérification des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	A_s(cm²)	A'_s(cm²)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}(MPA)	σ_{st} ≤ σ_{st}(MPA)
x-x	Travée	97,24	18,70	7,92	4,51<15	155,8 <201,63
	Appui	-64,825	7,92	7,92	3,05<15	105,5 <201,63
y-y	Travée	84,07	18,70	7,92	3,9<15	134,7<201,63
	Appui	-56,05	7,92	7,92	2,6<15	89,8<201,63

5.2.7. Schéma du ferrailage

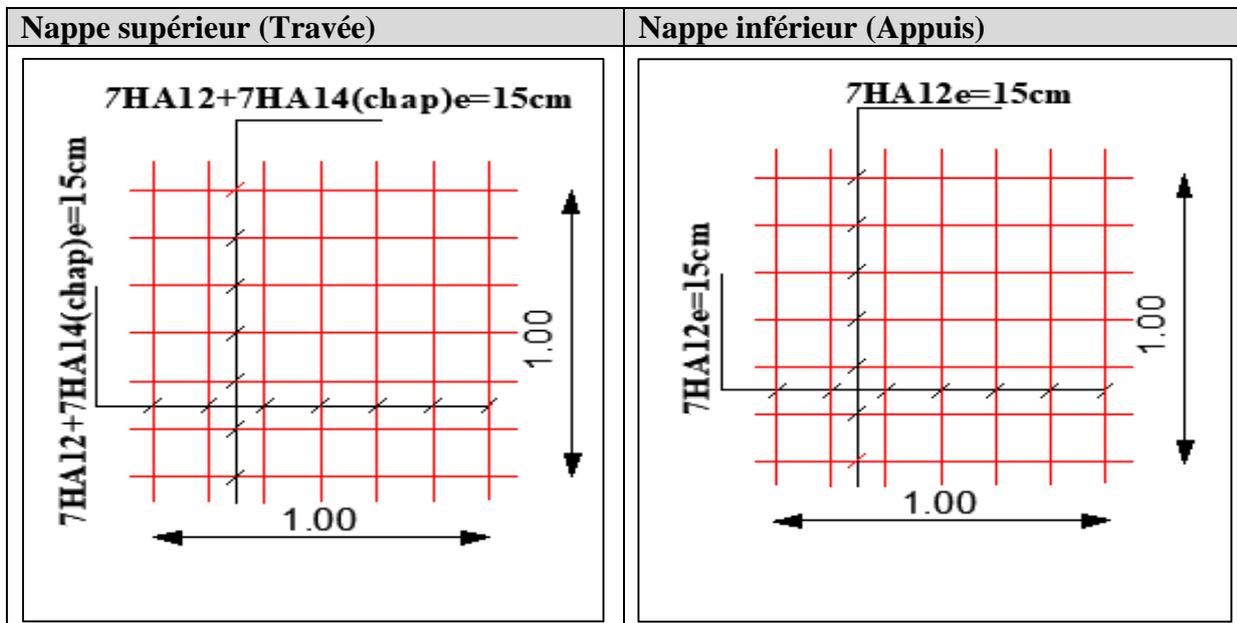


Figure 5.4. Schéma du ferrailage du Radier

5.2.8. Etude des nervures

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation. Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour déterminer les sollicitations nous utilisons la méthode des lignes de rupture. Les lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes, se composent de tronçons formant un angle de 45° avec les rives du panneau et parallèles à son grand côté.

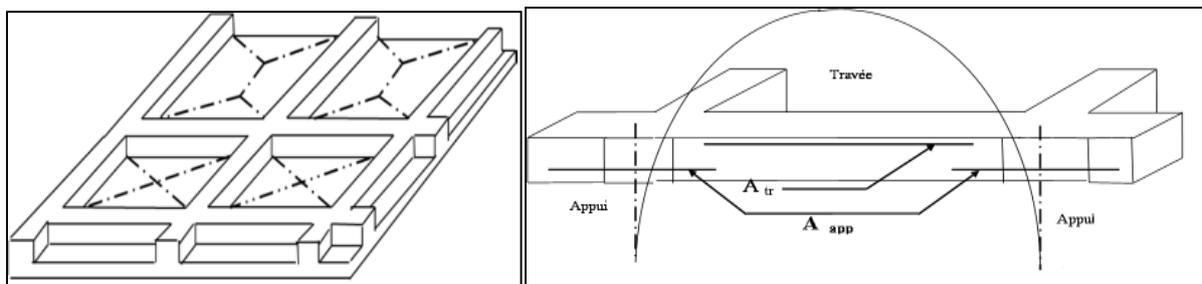


Figure 5.5. Transmission des charges des dalles aux nervures

- **Remarque:** Un model simple utilisé pour évaluer les sollicitations dans les nervures à l'aide du même logiciel utilisé préalablement (**ETABS v 2016**).

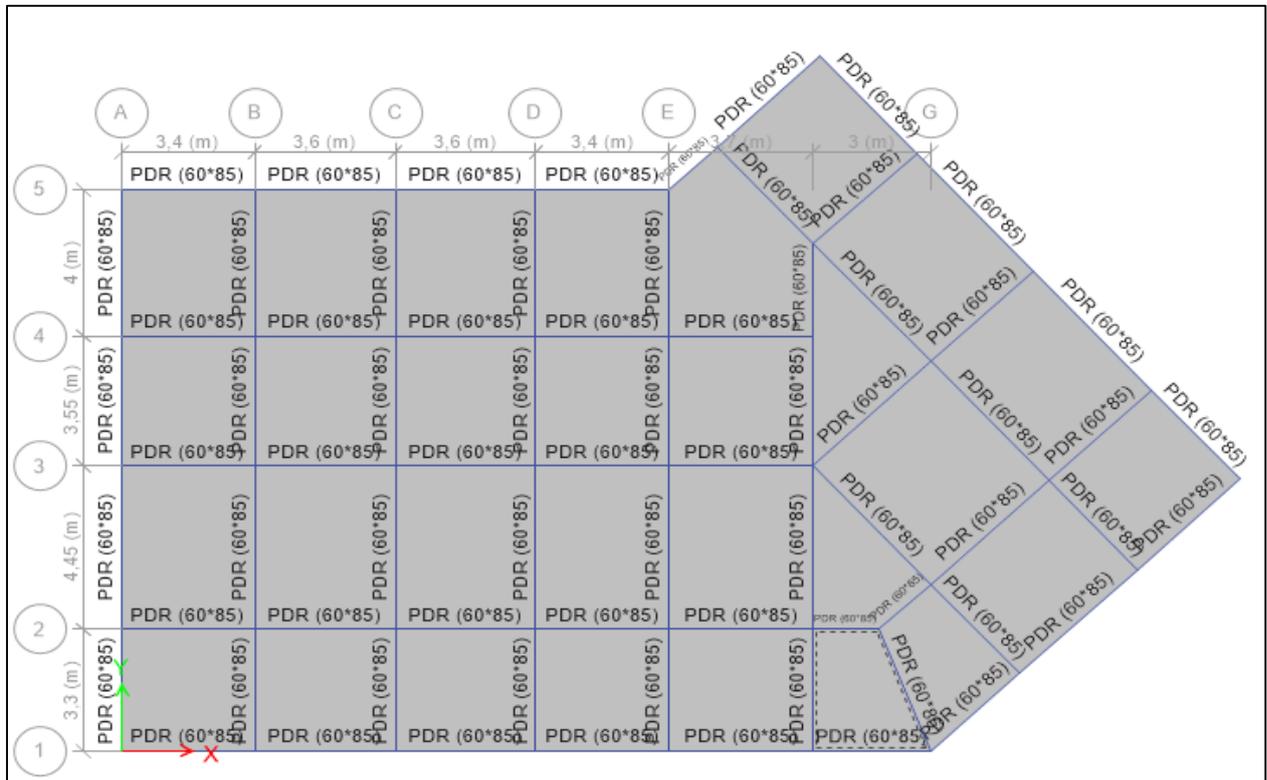
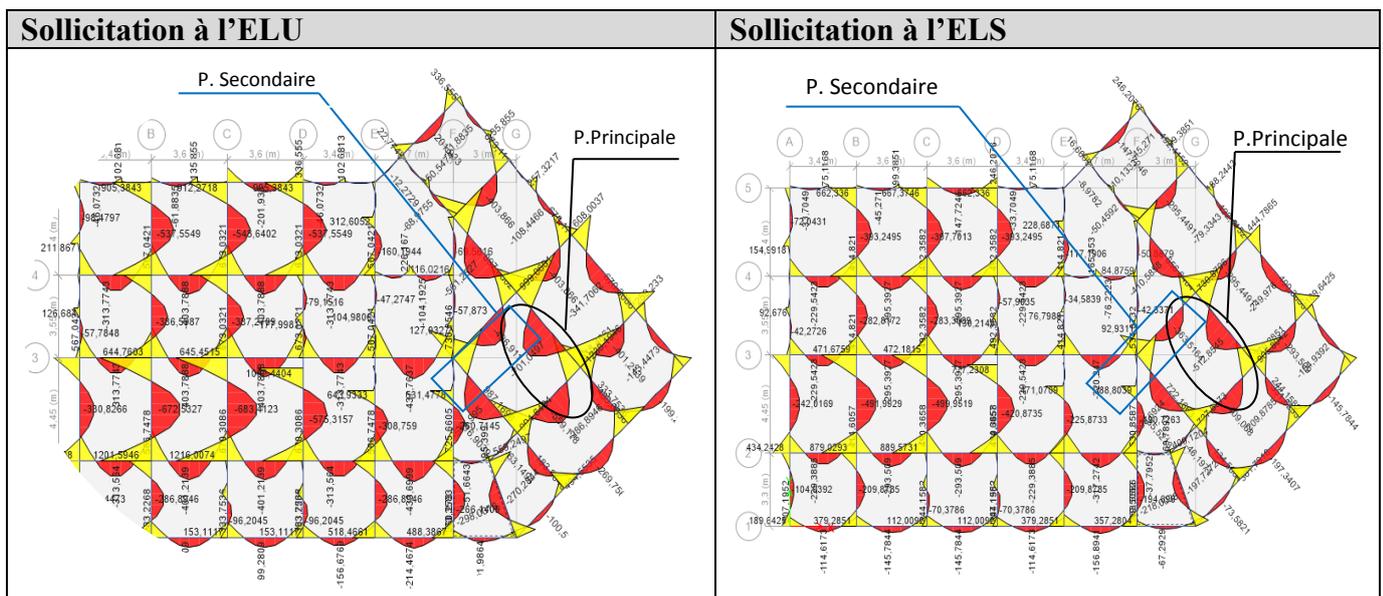


Figure 5.6. Repérage des poutres de rigidité (60×85) cm²

5.2.8.1. Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures

Tableau 5.9. Sollicitations dans les nervures



5.2.8.2. Ferrailage longitudinale

Tableau 5.10. Ferrailage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée.

Poutre de rigidité		M _u (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
Principale	Appui	1238,19	51,47	25,5	5HA20(fil)+12HA20(chap) = 53,41
	Travée	701,05	27,13		5HA16(fil)+5HA20+2HA16(chap) = 29,78
Secondaire	Appui	897,88	35,60		5HA16(fil)+5HA16+5HA20(chap)=35,82
	Travée	496,91	18,79		5HA16 (fil) +5HA16 (chap)=20,11

5.2.8.3. Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(1.6; \frac{85}{35}; \frac{60}{10} \right) = 10cm$$

* L'espacement

-BAEL 91 : $S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 40cm$

-RPA v 2003 $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \leq 19,2 \text{ on opte } S_{\square} = 15cm \text{ (en zone nodale)} \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{2} \right) \text{ on opte } S_{\square} = 20cm \text{ (en dehors de la zone nodale)} \end{array} \right.$

5.2.8.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau 5.11. Vérification de l'effort tranchant

Poutres de rigidité	V _u (KN)	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}_u = (0.1f_{c28}; 4MPA)$	Observation
Principale	1341,56	2,79	2,5	N.Vérifiée
Secondaire	1075,8	2,24	2,5	Vérifiée

- **Remarque :** Vérification de l'effort tranchant n'est pas vérifiée dans la poutre principale on doit augmenté la largeur b=70 cm

5.2.8.5. Vérification des contraintes

Tableau 5.12. Vérification des contraintes

Poutre de rigidité principale					
Localisation	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)
Appui	905,80	53,41	15,71	11<15	241,5<201,63
Travée	512,85	29,78	10,05	7.85<15	240,1<201,63
Poutre de rigidité secondaire					
Appui	656,85	35,82	10,05	9,46<15	257,9<201,63
Travée	363,52	20,11	10,05	6,36<15	247,8<201,63

Remarque : (solution envisagé)

Vu que les contrainte de cisaillement et les contrainte n 'est pas vérifiée, on propose ;

- 1- Augmenté la hauteur H.
- 2- D'avoir une nuance d'acier fe500 juste pour les barres de T20 dans partie infrastructure
- 3- **Notre choix** : c'est d'avoir une nuance d'acier fe500 juste pour les barres de T20 dans partie infrastructure.

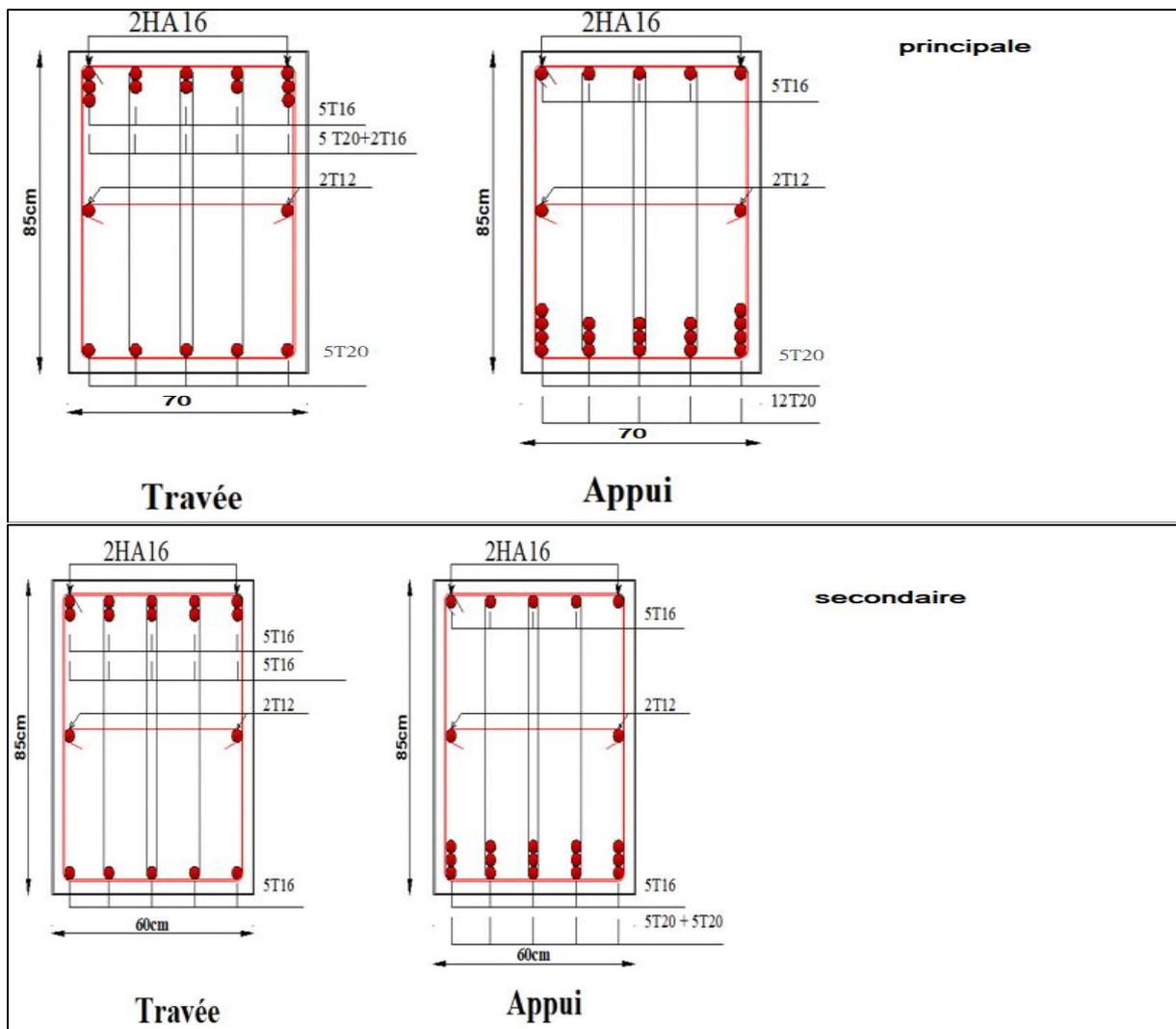
5.2.8.6. Schéma du ferrailage

Figure 5.7.Schéma du ferrailage d'une nervure principale et une nervure secondaire

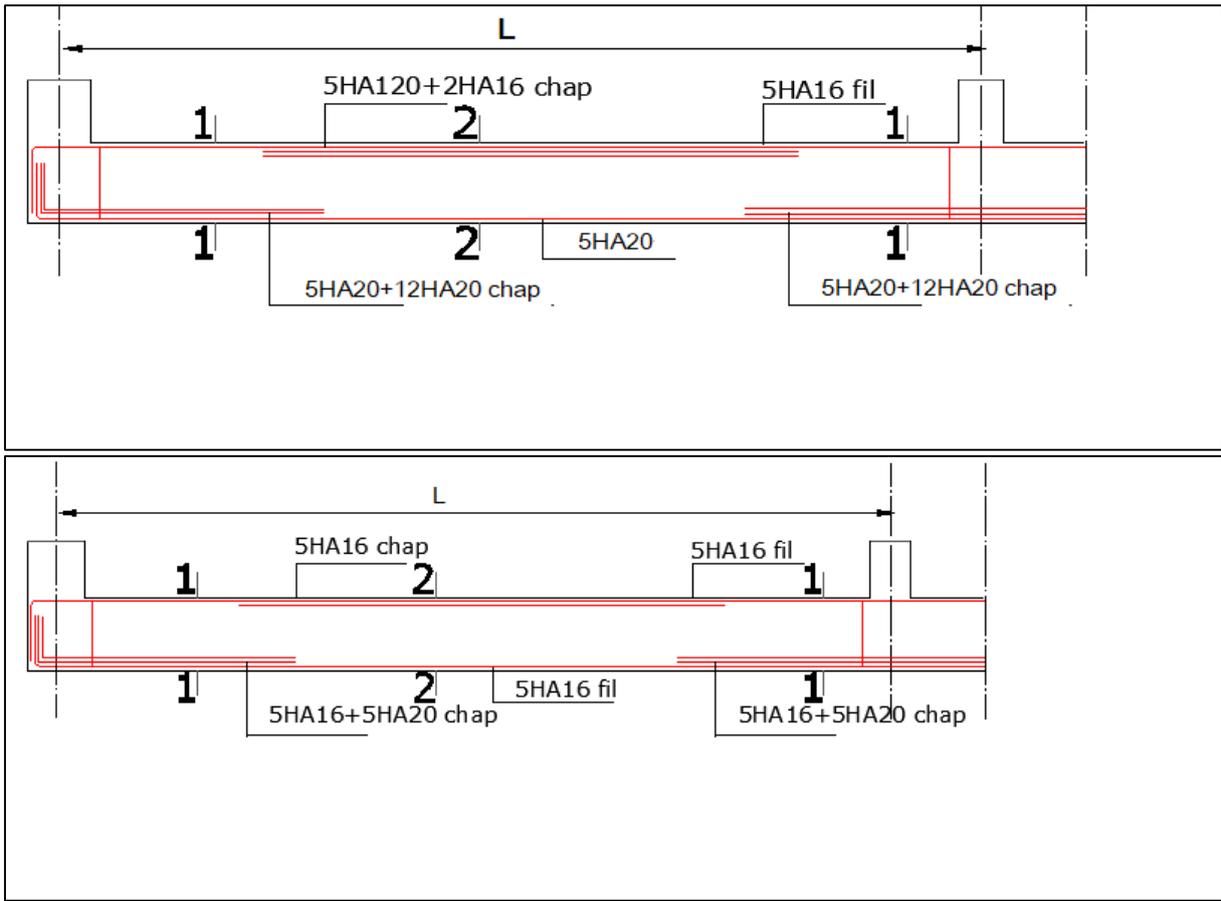
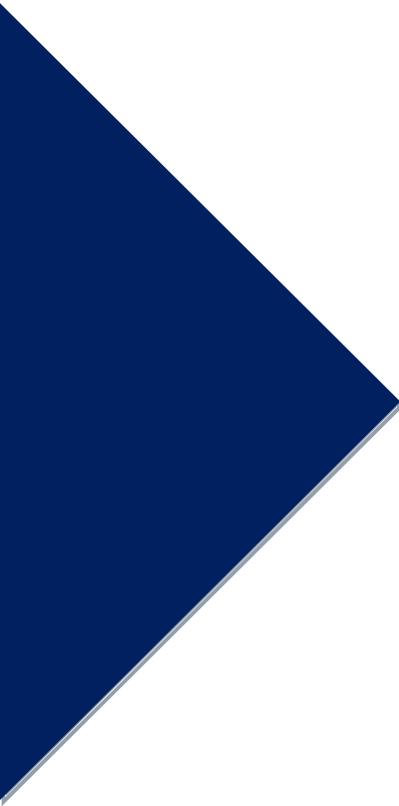


Figure 5.8. Schéma du ferrailage d'une nervure principale et secondaire



CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et bureaux composé de (R+12+Sous-Sol). Ce bâtiment est constitué d'une structure mixte (portique-voile).

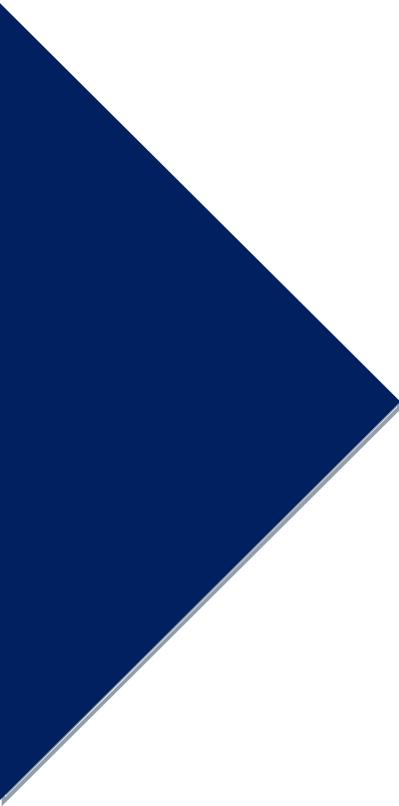
L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de la réalité ;
- ❖ La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction ;
- ❖ La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables ;
- ❖ Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure sont satisfaits, donc le facteur économique est respecté ;
- ❖ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée ;
- ❖ Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA et cela est dû au surdimensionnement de ces dernières et à l'existence des voiles et aussi par les exigences du l'RPA qui valorise la sécurité par rapport à l'économie ;
- ❖ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoi que nous avons un sol qui a une contrainte de 2,20 bar. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit a opté pour des fondations sur radier qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.
- ❖ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
 - ❖ respect de réglementation parasismique.
 - ❖ conception architecturale parasismique.
 - ❖ mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

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

- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- DTR BC 2.41:Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 ;
- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 ;
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99 ;
- Cours du béton armé 3^{ème} année et Master ;
- mémoires traités des années précédentes ;
- Notes de cours de Béton armé Master 1 et Master 2.



ANNEXES

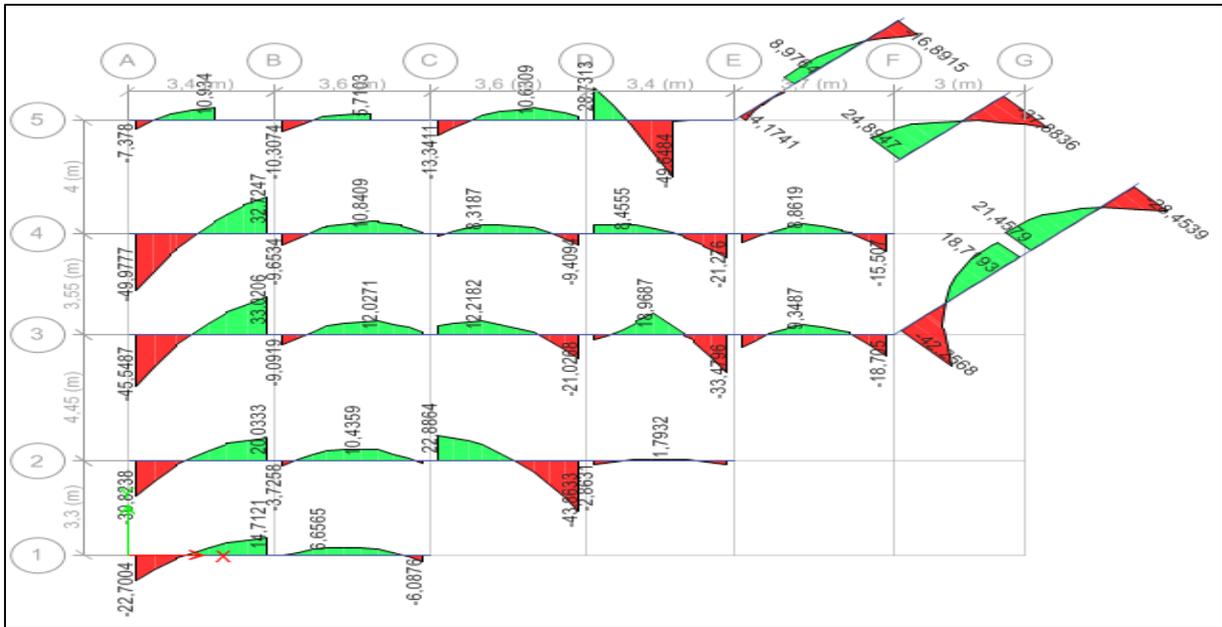
Annexe N° 01 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	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

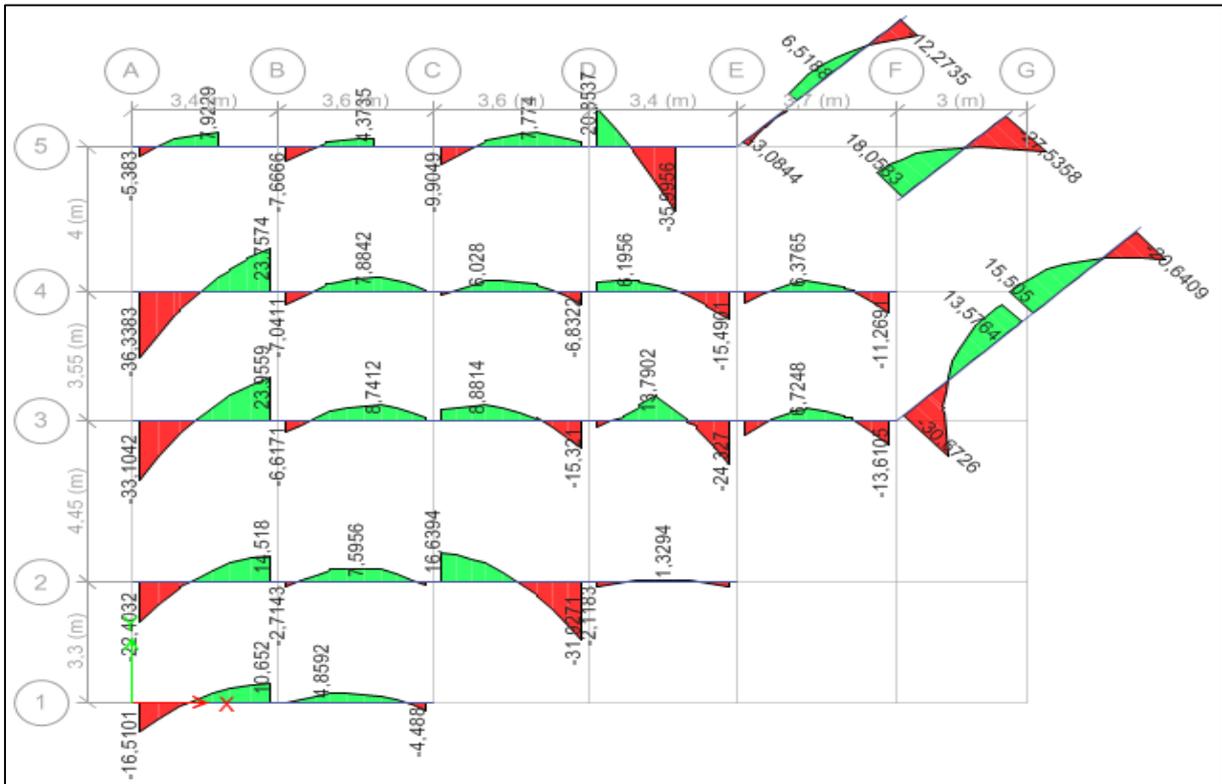
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe N°02 : Diagrammes des moments fléchissant et Sollicitations statiques et sismiques dans les poutres secondaires.

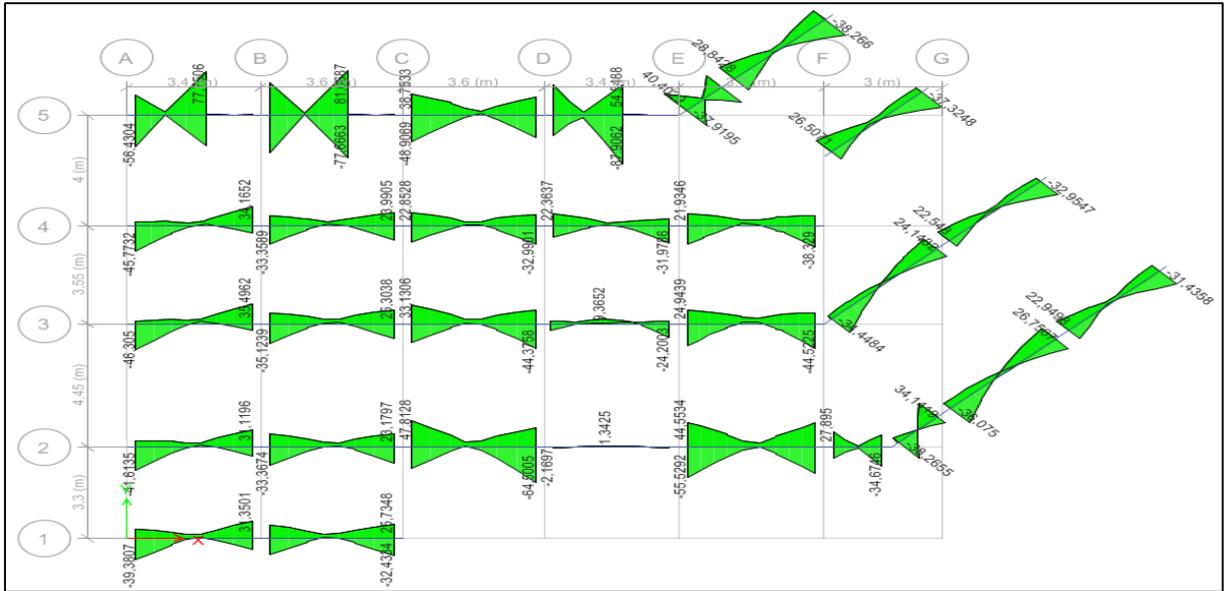
A l'ELU :



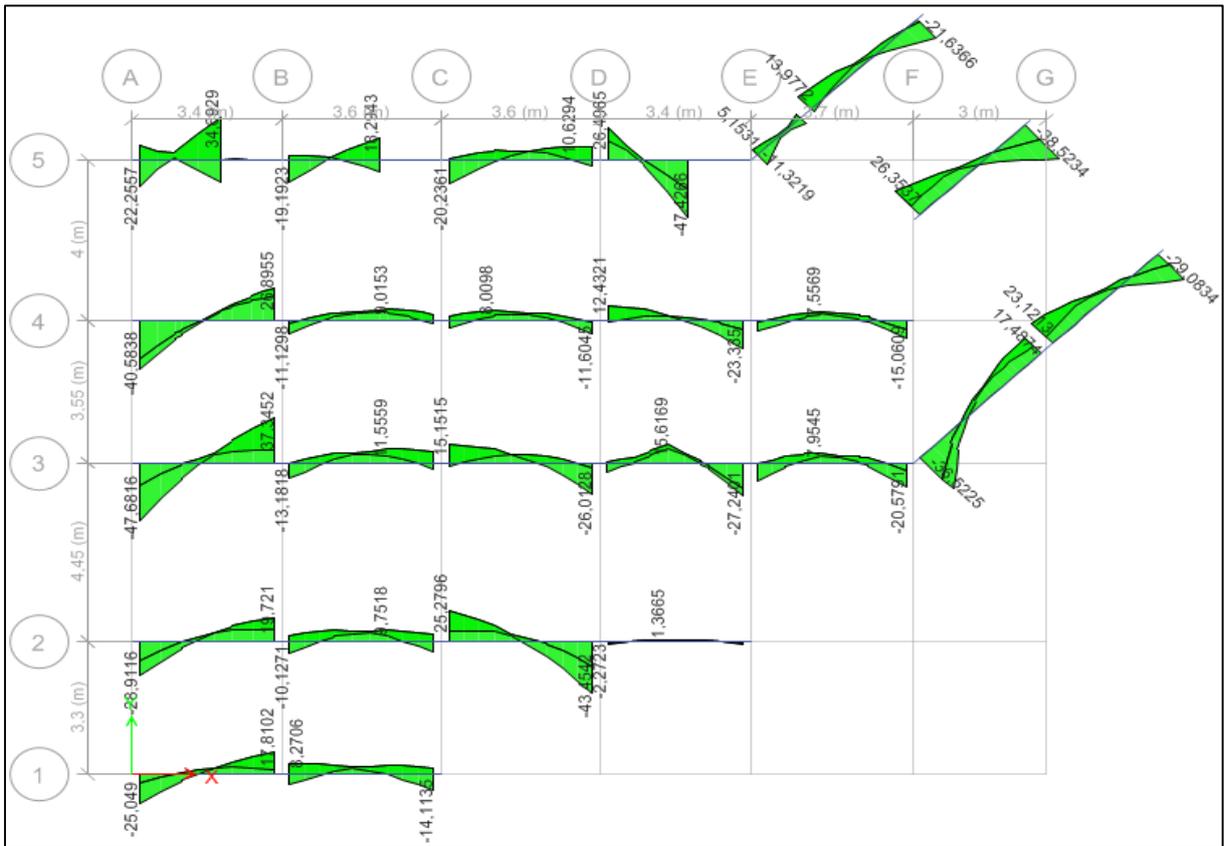
A l'ELS :



G + Q + EX:



G + Q + EY:



Annexes N°03 : caractéristiques et schémas de ferrailage des voiles

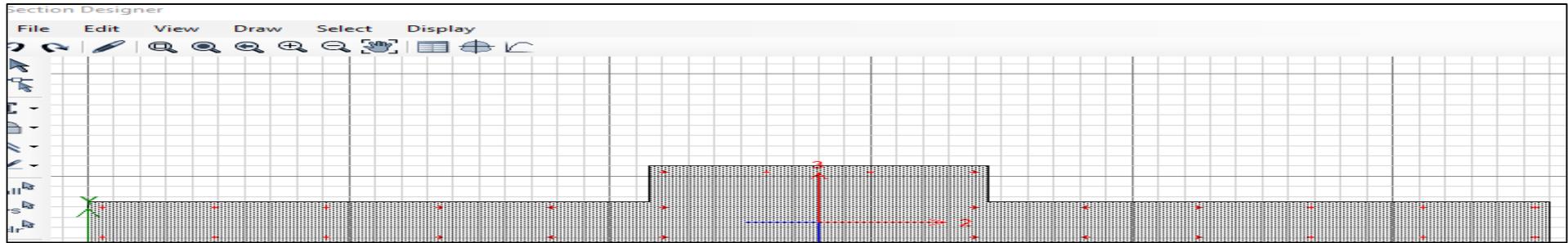
* Caractéristiques géométriques des voiles V8 ,V4, V1



Base Material	
beton	
Orientation of 2-Axis for these Properties	
<input checked="" type="radio"/> Default <input type="radio"/> Principal Axis <input type="radio"/> User	
Angle from X- to 2-Axis	0 deg
Properties	
Center of Gravity Xcg (mm) 1975 Ycg (mm) 325	
Analysis Properties Area (cm ²) 12850 AS2 (cm ²) 7515,5 AS3 (cm ²) 10400,1 I22 (cm ⁴) 2707395,8 I23 (cm ⁴) 0 I33 (cm ⁴) 247019270,8 J (cm ⁴) 4688774,2	
Design Properties R22 (mm) 145,2 R33 (mm) 1386,5 S22 Negative (cm ³) 83304,5 S22 Positive (cm ³) 83304,5 S33 Negative (cm ³) 1250730,5 S33 Positive (cm ³) 1250730,5 Z22 (cm ³) 144687,5 Z33 (cm ³) 1621625	
Principal Axes I Major (cm ⁴) 247019270,8 I Minor (cm ⁴) 2707395,8 Principal Axes Angle (deg) 0	
Other PNA Offset 2 (mm) 0 PNA Offset 3 (mm) 0	
Area (cm²) The cross-sectional area.	

Base Material	
beton	
Orientation of 2-Axis for these Properties	
<input checked="" type="radio"/> Default <input type="radio"/> Principal Axis <input type="radio"/> User	
Angle from X- to 2-Axis	0 deg
Properties	
Center of Gravity Xcg (mm) 1925 Ycg (mm) 275	
Analysis Properties Area (cm ²) 10850 AS2 (cm ²) 7151,6 AS3 (cm ²) 8850,2 I22 (cm ⁴) 1444479,2 I23 (cm ⁴) 0 I33 (cm ⁴) 186677604,2 J (cm ⁴) 2744775	
Design Properties R22 (mm) 115,4 R33 (mm) 1311,7 S22 Negative (cm ³) 52526,5 S22 Positive (cm ³) 52526,5 S33 Negative (cm ³) 969753,8 S33 Positive (cm ³) 969753,8 Z22 (cm ³) 97562,5 Z33 (cm ³) 1276625	
Principal Axes I Major (cm ⁴) 186677604,2 I Minor (cm ⁴) 1444479,2 Principal Axes Angle (deg) 0	
Other PNA Offset 2 (mm) 0 PNA Offset 3 (mm) 0	
Area (cm²) The cross-sectional area.	

Base Material	
beton	
Orientation of 2-Axis for these Properties	
<input checked="" type="radio"/> Default <input type="radio"/> Principal Axis <input type="radio"/> User	
Angle from X- to 2-Axis	0 deg
Properties	
Center of Gravity Xcg (mm) 1875 Ycg (mm) 225	
Analysis Properties Area (cm ²) 9250 AS2 (cm ²) 6786,5 AS3 (cm ²) 7877,7 I22 (cm ⁴) 734895,8 I23 (cm ⁴) 0 I33 (cm ⁴) 138644270,8 J (cm ⁴) 1666453,8	
Design Properties R22 (mm) 89,1 R33 (mm) 1224,3 S22 Negative (cm ³) 32662 S22 Positive (cm ³) 32662 S33 Negative (cm ³) 739436,1 S33 Positive (cm ³) 739436,1 Z22 (cm ³) 65937,5 Z33 (cm ³) 1000625	
Principal Axes I Major (cm ⁴) 138644270,8 I Minor (cm ⁴) 734895,8 Principal Axes Angle (deg) 0	
Other PNA Offset 2 (mm) 0 PNA Offset 3 (mm) 0	
Area (cm²) The cross-sectional area.	



Base Material

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis deg

Properties

Center of Gravity	
Xcg (mm)	1400
Ycg (mm)	275
Analysis Properties	
Area (cm ²)	7875
AS2 (cm ²)	6503,5
AS3 (cm ²)	6414,3
I22 (cm ⁴)	1044531,3
I23 (cm ⁴)	0
I33 (cm ⁴)	37387656,3
J (cm ⁴)	2616952,2
Design Properties	
R22 (mm)	115,2
R33 (mm)	689
S22 Negative (cm ³)	37983
S22 Positive (cm ³)	37983
S33 Negative (cm ³)	267054,7
S33 Positive (cm ³)	267054,7
Z22 (cm ³)	70656,3
Z33 (cm ³)	428968,8
Principal Axes	
I Major (cm ⁴)	37387656,3
I Minor (cm ⁴)	1044531,3
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (mm)	0
PNA Offset 3 (mm)	0

Area (cm²)
 The cross-sectional area.

Base Material

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis deg

Properties

Center of Gravity	
Xcg (mm)	1400
Ycg (mm)	225
Analysis Properties	
Area (cm ²)	6975
AS2 (cm ²)	5892,7
AS3 (cm ²)	5976,5
I22 (cm ⁴)	567656,3
I23 (cm ⁴)	0
I33 (cm ⁴)	36933281,3
J (cm ⁴)	1631797,1
Design Properties	
R22 (mm)	90,2
R33 (mm)	727,7
S22 Negative (cm ³)	25229,2
S22 Positive (cm ³)	25229,2
S33 Negative (cm ³)	263809,2
S33 Positive (cm ³)	263809,2
Z22 (cm ³)	50343,8
Z33 (cm ³)	410906,3
Principal Axes	
I Major (cm ⁴)	36933281,3
I Minor (cm ⁴)	567656,3
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (mm)	0
PNA Offset 3 (mm)	0

Area (cm²)
 The cross-sectional area.

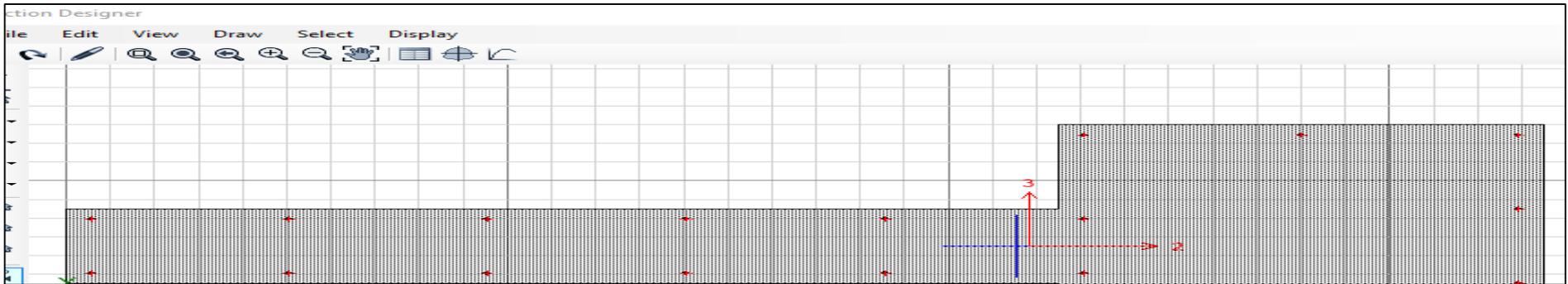
Base Material

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis deg

Properties

Center of Gravity	
Xcg (mm)	1400
Ycg (mm)	175
Analysis Properties	
Area (cm ²)	6275
AS2 (cm ²)	5379
AS3 (cm ²)	5629
I22 (cm ⁴)	317447,9
I23 (cm ⁴)	0
I33 (cm ⁴)	36700572,9
J (cm ⁴)	1069708,7
Design Properties	
R22 (mm)	71,1
R33 (mm)	764,8
S22 Negative (cm ³)	18139,9
S22 Positive (cm ³)	18139,9
S33 Negative (cm ³)	262146,9
S33 Positive (cm ³)	262146,9
Z22 (cm ³)	37281,3
Z33 (cm ³)	399593,8
Principal Axes	
I Major (cm ⁴)	36700572,9
I Minor (cm ⁴)	317447,9
Principal Axes Angle (deg)	0
Other	
PNA Offset 2 (mm)	0
PNA Offset 3 (mm)	0

Area (cm²)
 The cross-sectional area.



Base Material

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis deg

Properties

- Center of Gravity**
 - Xcg (mm) 1076,5
 - Ycg (mm) 325
- Analysis Properties**
 - Area (cm²) 5825
 - AS2 (cm²) 3543,8
 - AS3 (cm²) 4885,6
 - I22 (cm⁴) 1333697,9
 - I23 (cm⁴) 0
 - I33 (cm⁴) 12959972,7
 - J (cm⁴) 2223867,1
- Design Properties**
 - R22 (mm) 151,3
 - R33 (mm) 471,7
 - S22 Negative (cm³) 41036,9
 - S22 Positive (cm³) 41036,9
 - S33 Negative (cm³) 120389,7
 - S33 Positive (cm³) 216541,7
 - Z22 (cm³) 69343,8
 - Z33 (cm³) 218122,6
- Principal Axes**
 - I Major (cm⁴) 12959972,7
 - I Minor (cm⁴) 1333697,9
 - Principal Axes Angle (deg) 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (mm) 150,4
 - PNA Offset 3 (mm) 0

Area (cm²)
 The cross-sectional area.

Base Material

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis deg

Properties

- Center of Gravity**
 - Xcg (mm) 1004,3
 - Ycg (mm) 275
- Analysis Properties**
 - Area (cm²) 4825
 - AS2 (cm²) 3134,2
 - AS3 (cm²) 4067,5
 - I22 (cm⁴) 702239,6
 - I23 (cm⁴) 0
 - I33 (cm⁴) 11079170,4
 - J (cm⁴) 1259104,8
- Design Properties**
 - R22 (mm) 120,6
 - R33 (mm) 479,2
 - S22 Negative (cm³) 25536
 - S22 Positive (cm³) 25536
 - S33 Negative (cm³) 110320,1
 - S33 Positive (cm³) 178487,5
 - Z22 (cm³) 45781,3
 - Z33 (cm³) 193679
- Principal Axes**
 - I Major (cm⁴) 11079170,4
 - I Minor (cm⁴) 702239,6
 - Principal Axes Angle (deg) 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (mm) 182,1
 - PNA Offset 3 (mm) 0

Area (cm²)
 The cross-sectional area.

Base Material

Orientation of 2-Axis for these Properties
 Default Principal Axis User
 Angle from X- to 2-Axis deg

Properties

- Center of Gravity**
 - Xcg (mm) 920,7
 - Ycg (mm) 225
- Analysis Properties**
 - Area (cm²) 4025
 - AS2 (cm²) 2846,1
 - AS3 (cm²) 3499,1
 - I22 (cm⁴) 347447,9
 - I23 (cm⁴) 0
 - I33 (cm⁴) 9169968,3
 - J (cm⁴) 732799,9
- Design Properties**
 - R22 (mm) 92,9
 - R33 (mm) 477,3
 - S22 Negative (cm³) 15442,1
 - S22 Positive (cm³) 15442,1
 - S33 Negative (cm³) 99603
 - S33 Positive (cm³) 140139,1
 - Z22 (cm³) 29968,8
 - Z33 (cm³) 168054,7
- Principal Axes**
 - I Major (cm⁴) 9169968,3
 - I Minor (cm⁴) 347447,9
 - Principal Axes Angle (deg) 0
- Other**
 - PNA Offset 2 (mm) 85,6
 - PNA Offset 3 (mm) 0

Area (cm²)
 The cross-sectional area.

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V4/sous-sol RDC 1ere etage

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,8	B (m ²) =	0,7875
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,3738
V' (m) =	1,4	h (m) =	3,06
V (m) =	1,4		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

2

N (KN)	1539,4511	σ _c (KN /m ²)	10555,647
M (KN.m)	2296,4104	σ _t (KN /m ²)	-6645,93
V (KN)	419,37	L _c (m)	1,719
		L _t (m)	1,081

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 1,15

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3			
d ₁ (m)	0,6	d ₂ (m)	0,481	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
AH ₁ (cm ²)	-2957,163	σ ₂ (KN/m ²)	0	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-576,186	N ₂ (KN)	-142,24	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	14,4047	Av ₂ (cm ²)	3,556	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 11,532675

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	11,8125
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	5,6
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	4,324

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(5T14)= 15,39 cm ²	2*(4T12)/15cm =9,05cm ²	/
------------------------------------	---------------------------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	3,601175	AH ₂ (cm ²)	0,889	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	587,118	≤	τ _{adm} (MPa)	5
τ (MPa)	1,048425			

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V4/2,3,4,5,6eme

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,8	B (m ²) =	0,6975
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,369
V' (m) =	1,4	h (m) =	3,06
V (m) =	1,4		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1267,44	2	
M (KN.m)	622	σ _c (KN /m ²)	4177,01
V (KN)	287,22	σ _t (KN /m ²)	-542,774
		L _c (m)	2,479
		L _t (m)	0,321

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,53

Prendre 3 Tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
d ₁ (m)	0,321	d ₂ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2
AH ₁ (cm ²)	0,001	σ ₂ (KN/m ²)	0,001
N ₁ (KN)	-17,424	N ₂ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	0,4356	Av ₂ (cm ²)	0
		Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 7,89855

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	10,4625
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	5,6
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	1,284

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(3T12) ≅ 6,79 cm ²	/	/
------------------------------------	---	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	AH ₂ (cm ²)	AH ₃ (cm ²)
0,1089	0	0
2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4 V (KN)	402,108	
τ (MPA)	0,71805	≤ τ _{adm} (MPA) 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V4/7,8,9,10,11,12eme etages

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,8	B (m ²) =	0,6275
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,367
V' (m) =	1,4	h (m) =	3,06
V (m) =	1,4		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	125,15	σ _c (KN /m ²)	1124,778
M (KN.m)	242,57	σ _t (KN /m ²)	-725,893
V (KN)	231,44	L _c (m)	1,702
		L _t (m)	1,098

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,14

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,6	d ₂ (m)	0,498	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
AH ₁ (cm ²)	-329,231	σ ₂ (KN/m ²)	0	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-63,308	N ₂ (KN)	-16,396	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	1,5827	Av ₂ (cm ²)	0,4099	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 6,3646

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	9,4125
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	5,6
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	4,392

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

2*(5T10)= 7,85 cm ²	2*(4T10)/15cm =6,28cm ²	/
-----------------------------------	---------------------------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	AH ₂ (cm ²)	AH ₃ (cm ²)
0,395675	0,102475	0
Cadre 2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²	Cadre 2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²	Cadre 2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4 V (KN)	324,016	
τ (MPA)	0,5786	≤ τ _{adm} (MPA) = 5

Tableau : Les sollicitations les plus défavorable dans les voiles V1, V2 et V3 sous la combinaison 0,8G+Q

V1, V2, V3			
	COMB	N	M
SS RDC 1	0.8G+EX	1097,7705	499.15
2, 3, 4, 5, 6	0.8G+EX	917,80	223
7, 8, 9, 10, 11, 12	0.8G+EX	90,1685	39,3181

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1,V2,V3/SS RDC 1ere

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,675	B (m ²) =	0,5825
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,129
V' (m) =	0,5985	h (m) =	3,06
V (m) =	1,0765		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	1097,7705	σ_c (KN /m ²)	6049,972
M (KN.m)	499,15	σ_t (KN /m ²)	-431,24
V (KN)	124,4	L _c (m)	1,564
		L _t (m)	0,111

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,05

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,55	d ₂ (m)	0	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,65	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
AH ₁ (cm ²)	1705,535	σ ₂ (KN/m ²)	1705,535	σ ₃ (KN/m ²)	1705,5348
N ₁ (KN)	227,781	N ₂ (KN)	0	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	5,6946	Av ₂ (cm ²)	0	Av ₃ (cm ²)	0

2° Aramature de couture

Av_j (cm²) = 3,421

3° Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	8,7375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,35
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	7,15

4° Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5° Ferrailage choisie

4T20+8T16 ≅ 28,65 cm ²	/	/
--------------------------------------	---	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1° Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	AH ₂ (cm ²)	AH ₃ (cm ²)
1,42365	0	0
2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

I,4V (KN)	174,16	
τ (MPA)	0,519880597	≤ τ _{adm} (MPA) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1,V2,V3/SS RDC 1ere

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,675	B (m ²) =	0,5825
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,129
V' (m) =	0,5985	h (m) =	3,06
V (m) =	1,0765		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	1097,7705	σ _c (KN /m ²)	6049,972
M (KN.m)	499,15	σ _t (KN /m ²)	-431,24
V (KN)	124,4	L _c (m)	1,564
		L _t (m)	0,111

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,05

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,15	d ₂ (m)	0	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
AH ₁ (cm ²)	151,517	σ ₂ (KN/m ²)	151,517	σ ₃ (KN/m ²)	151,5168
N ₁ (KN)	-4,196	N ₂ (KN)	0	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	0,1049	Av ₂ (cm ²)	0	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 3,421

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²) 8,7375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²) 3,35
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²) 0,6

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

napes de T12/15	/	/
--------------------	---	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,026225	AH ₂ (cm ²)	0	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²				

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

I,4V (KN)	174,16	τ _{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,519880597	≤	

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

le V1,V2,V3/7,8,9,10,11,12eme eta

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,575	B (m ²) =	0,4025
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,0916
V' (m) =	0,655	h (m) =	3,06
V (m) =	0,92		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	90,1685	2	
M (KN.m)	39,3181	σ _c (KN /m ²)	618,92
V (KN)	98,29	σ _t (KN /m ²)	-57,13
		L _c (m)	1,442
		L _t (m)	0,133

→ Section partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,97

Prendre 3 Tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
d ₁ (m)	0,35	d ₂ (m)	0
e ₁ (m)	0,45	e ₂ (m)	0,2
AH ₁ (cm ²)	93,213	σ ₂ (KN/m ²)	93,213
N ₁ (KN)	2,842	N ₂ (KN)	0
A _{v1} (cm ²)	0,0711	A _{v2} (cm ²)	0
		N ₃ (KN)	0
		A _{v3} (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

A_{vj} (cm²) 2,702975

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	6,0375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,15
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3,15

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T16+4T14	/	/
-----------	---	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	AH ₂ (cm ²)	AH ₃ (cm ²)
0,017775	0	0
2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

I,4V (KN)	137,606		
τ (MPA)	0,436844444	≤	τ _{adm} (MPA) 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

le V1,V2,V3/7,8,9,10,11,12eme eta

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,575	B (m ²) =	0,4025
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,0916
V' (m) =	0,655	h (m) =	3,06
V (m) =	0,92		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

2

N (KN)	90,1685	σ _c (KN /m ²)	618,92
M (KN.m)	39,3181	σ _t (KN /m ²)	-57,13
V (KN)	98,29	L _c (m)	1,442
		L _t (m)	0,133

→ Section partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,97

Prendre 3 Tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
d ₁ (m)	0,15	d ₂ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2
AH ₁ (cm ²)	7,303	σ ₂ (KN/m ²)	7,303
N ₁ (KN)	-0,748	N ₂ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	0,0187	Av ₂ (cm ²)	0
		Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 2,702975

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	6,0375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,15
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	0,6

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

nappes de T10/15	/	/
---------------------	---	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

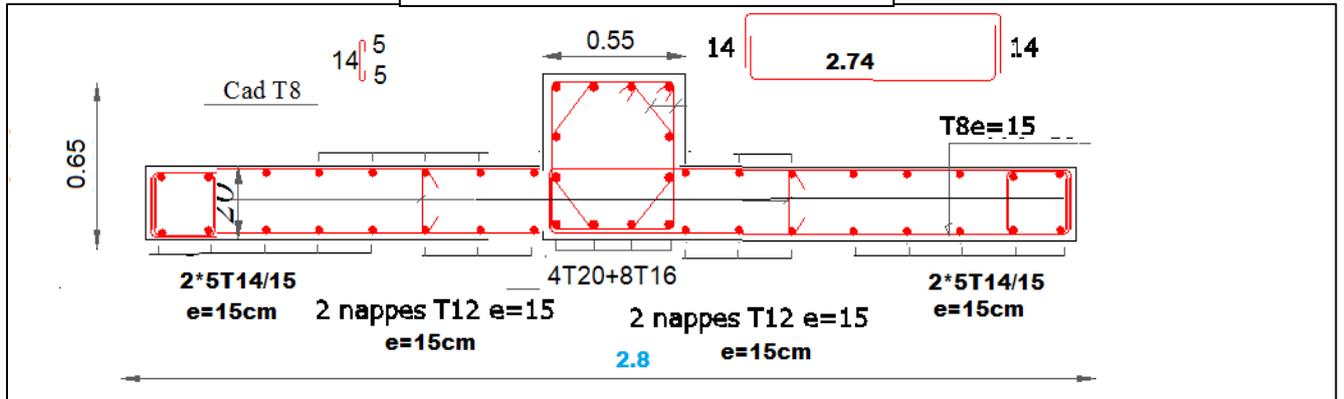
1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	AH ₂ (cm ²)	AH ₃ (cm ²)
0,004675	0	0
2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²

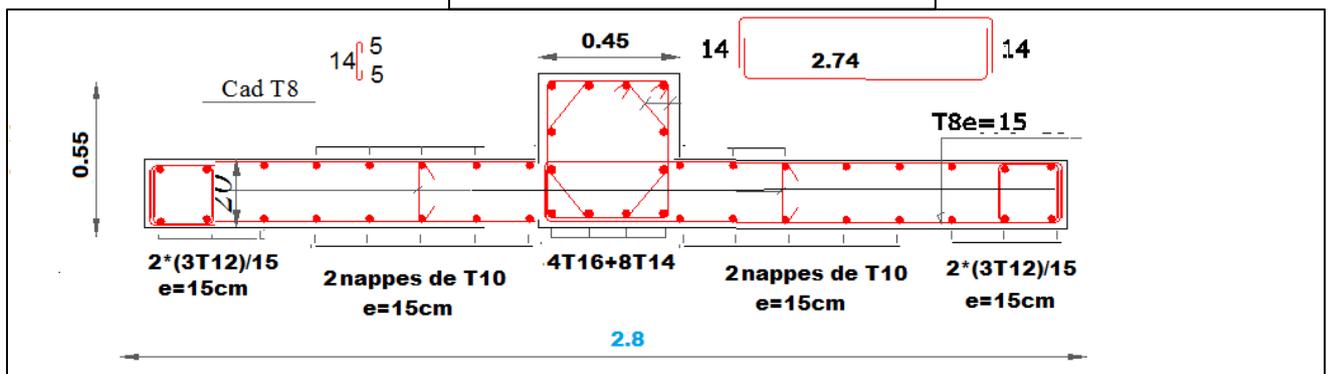
IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4 V (KN)	137,606	
τ (MPA)	0,436844444	≤ τ _{adm} (MPA) 5

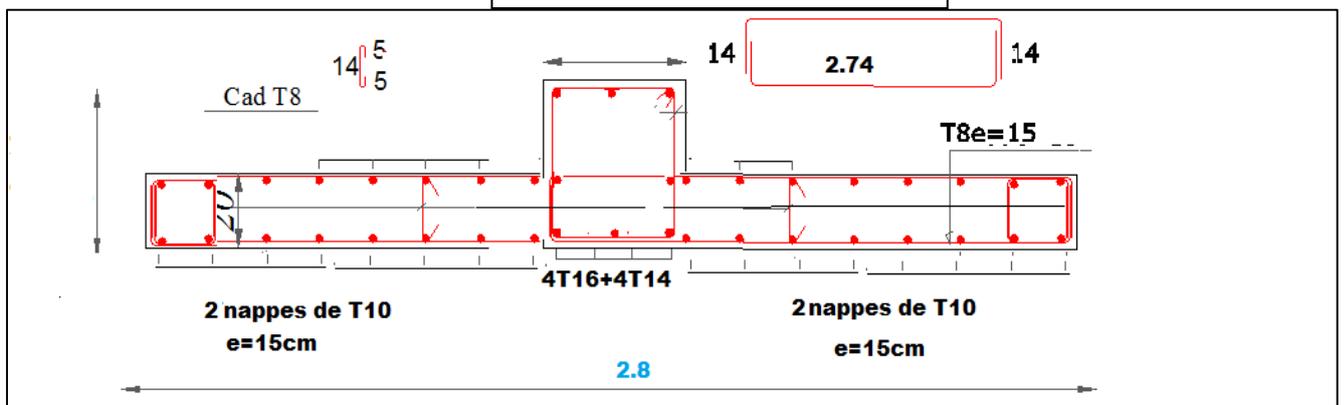
V4 ⇒ Sous-sol+RDC+1ere etage



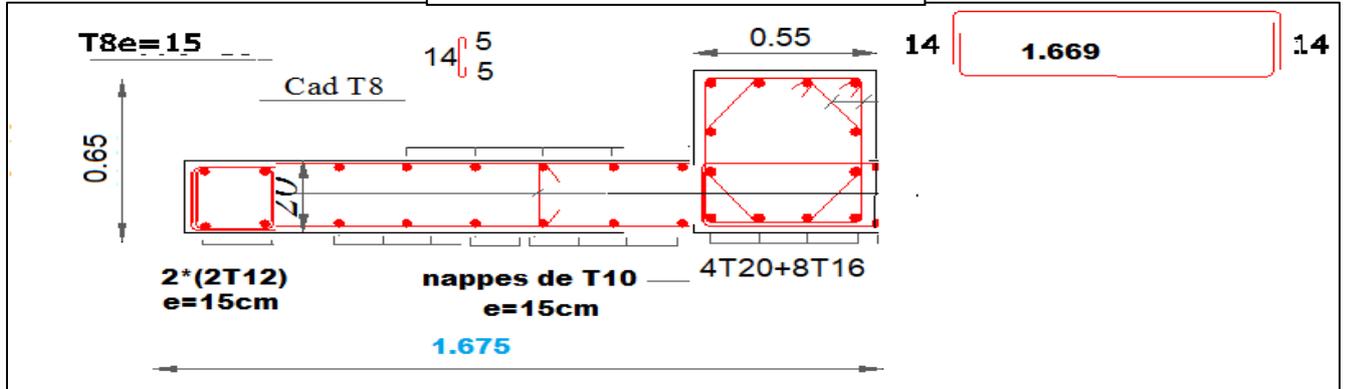
V4 ⇒ 2,3,4,5,6 etages



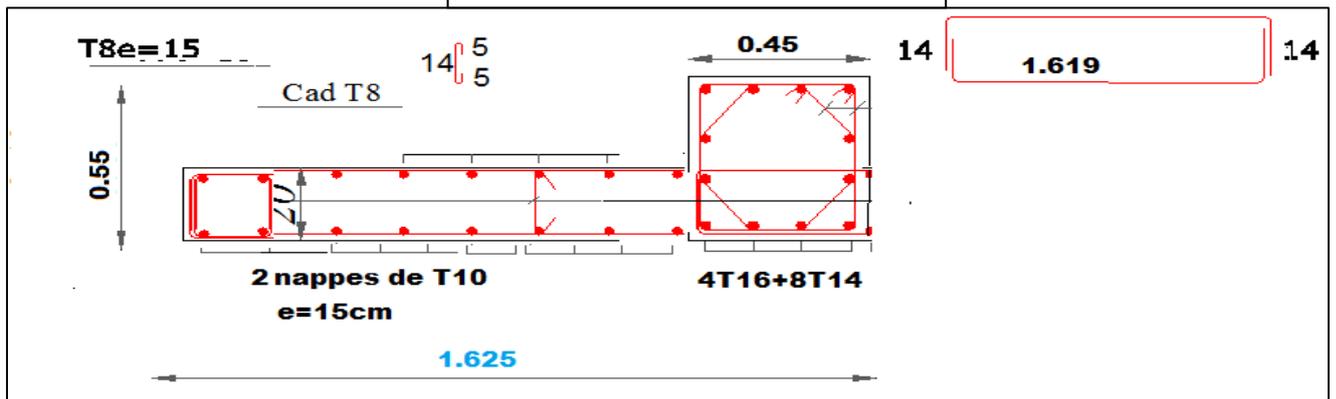
V4 ⇒ 7,8,9,10,11,12 etages



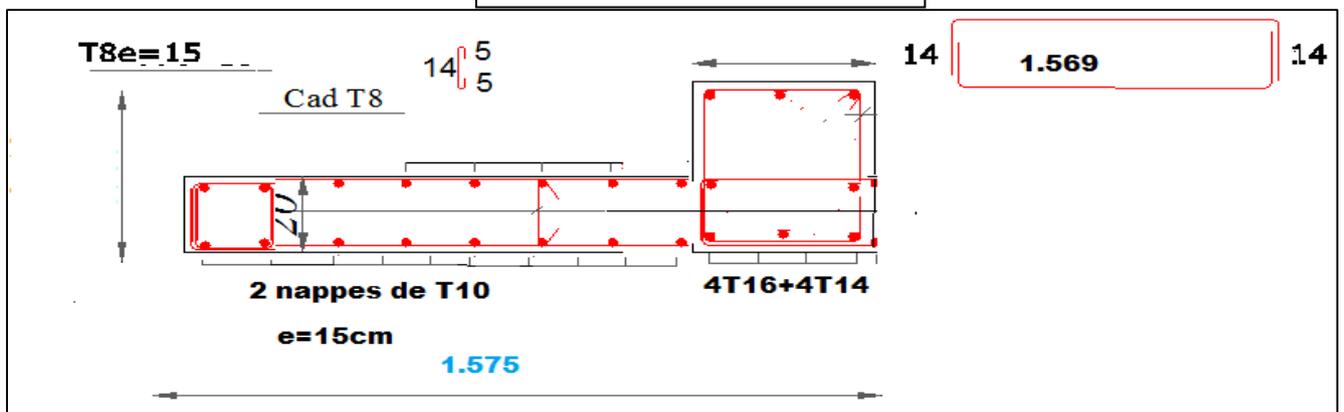
V1 ⇒ Sous-sol+RDC+1ere etage



V1 ⇒ 2,3,4,5,6 etages



V4 ⇒ 7,8,9,10,11,12 etages

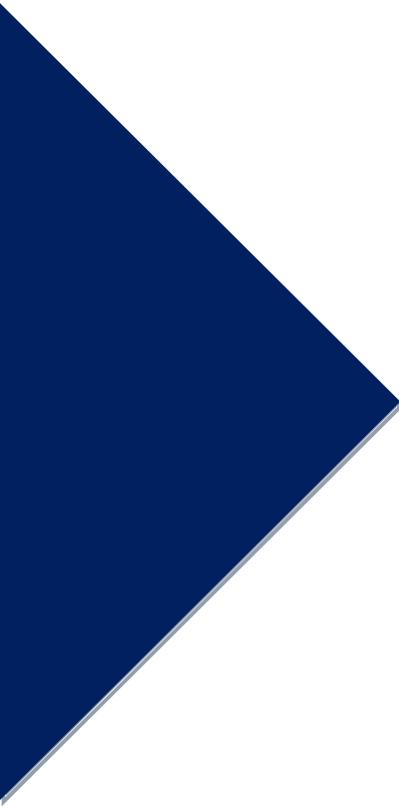


Annexe N°04 : Tableau de ferrailage

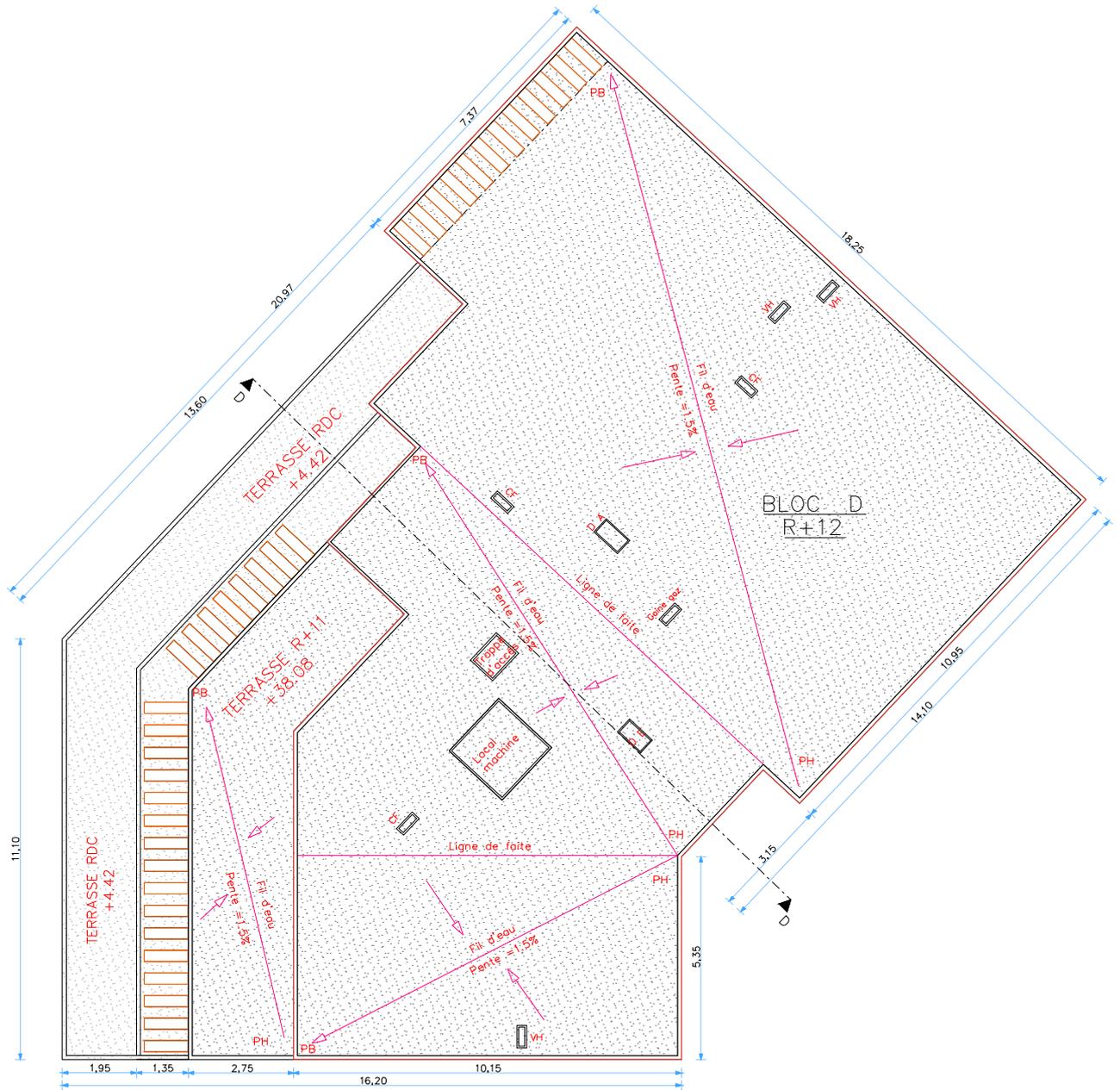
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

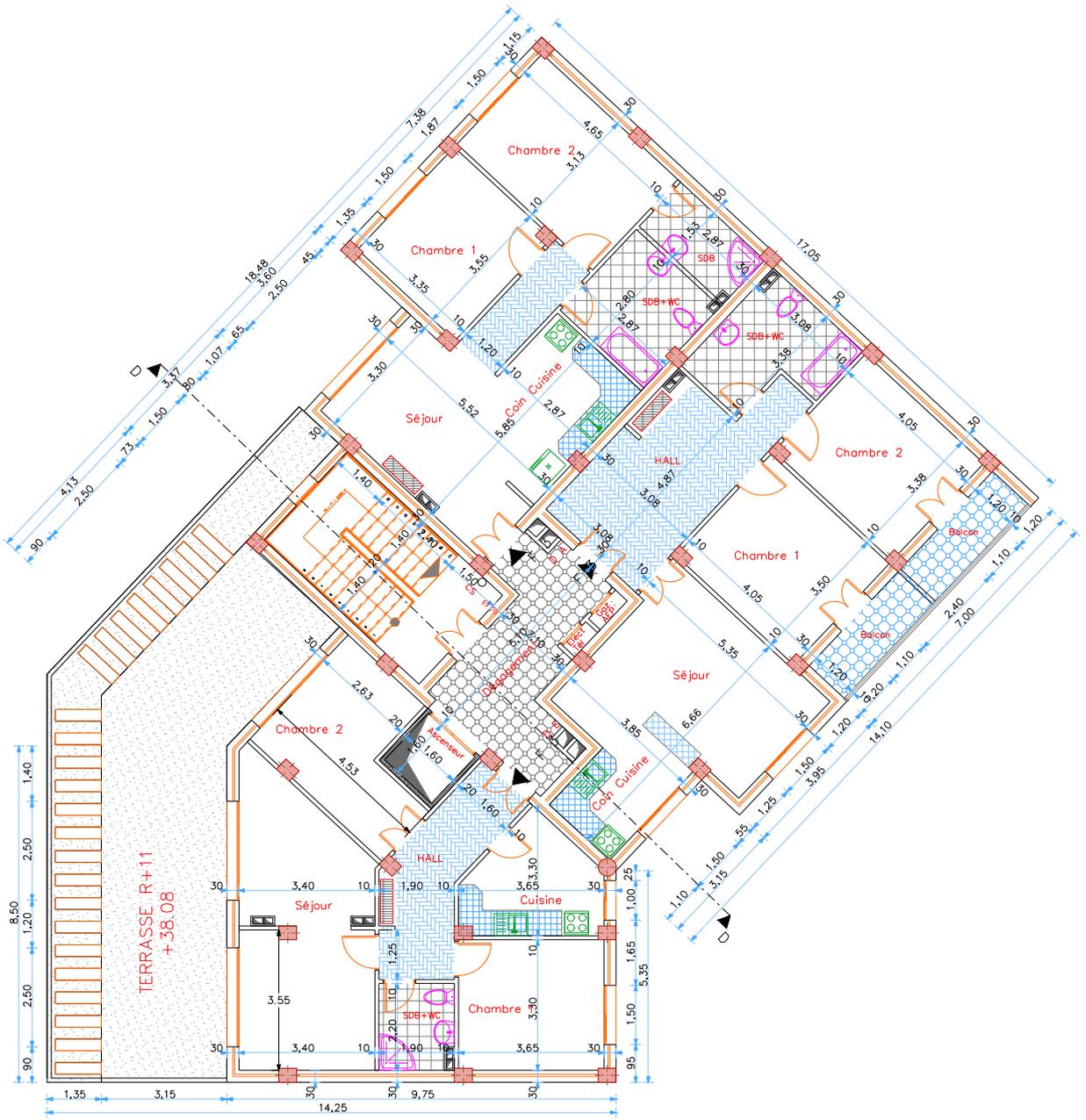
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.



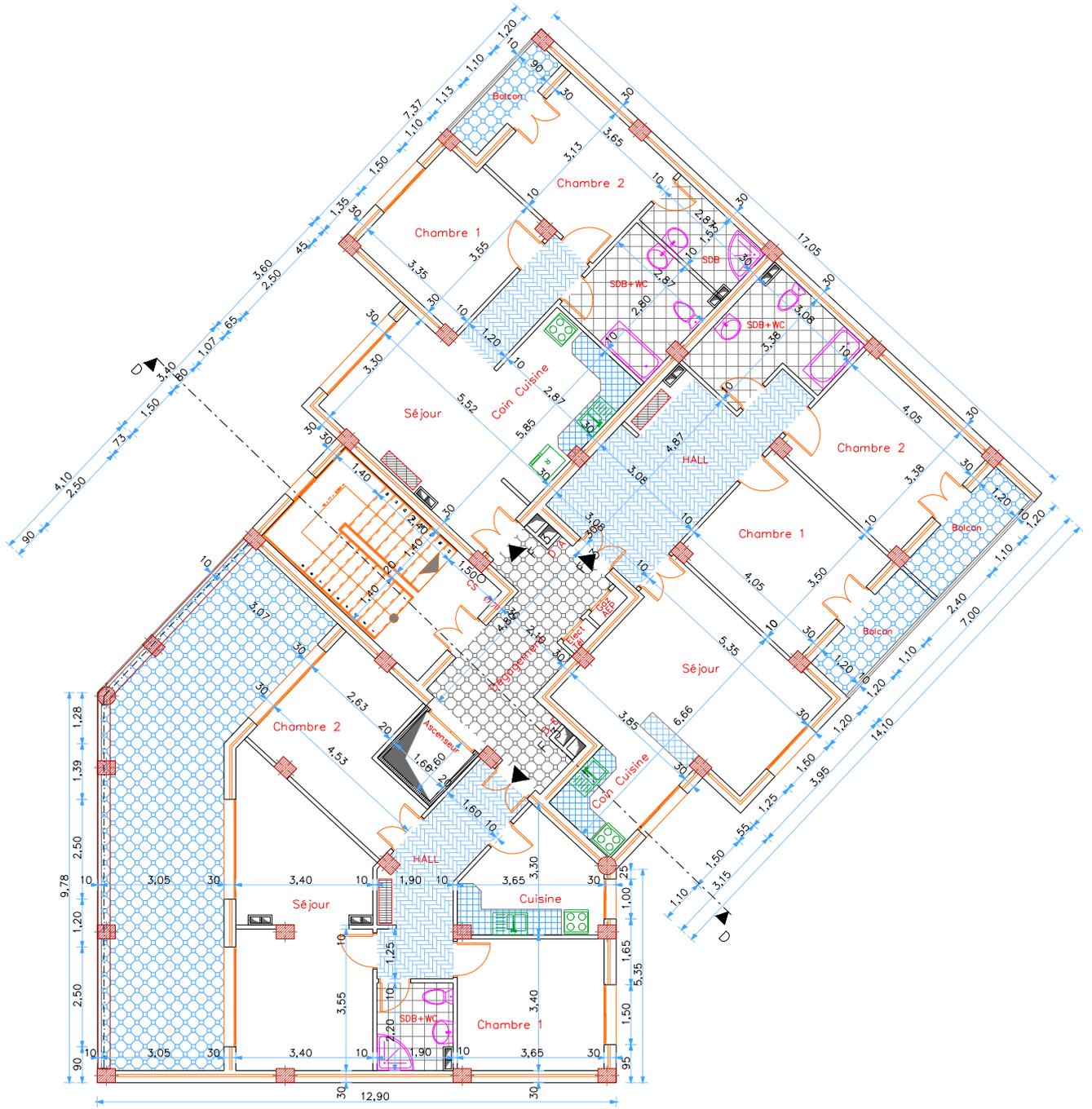
PLANS DE LA STRUCTURE



PLAN DE TERRASSE



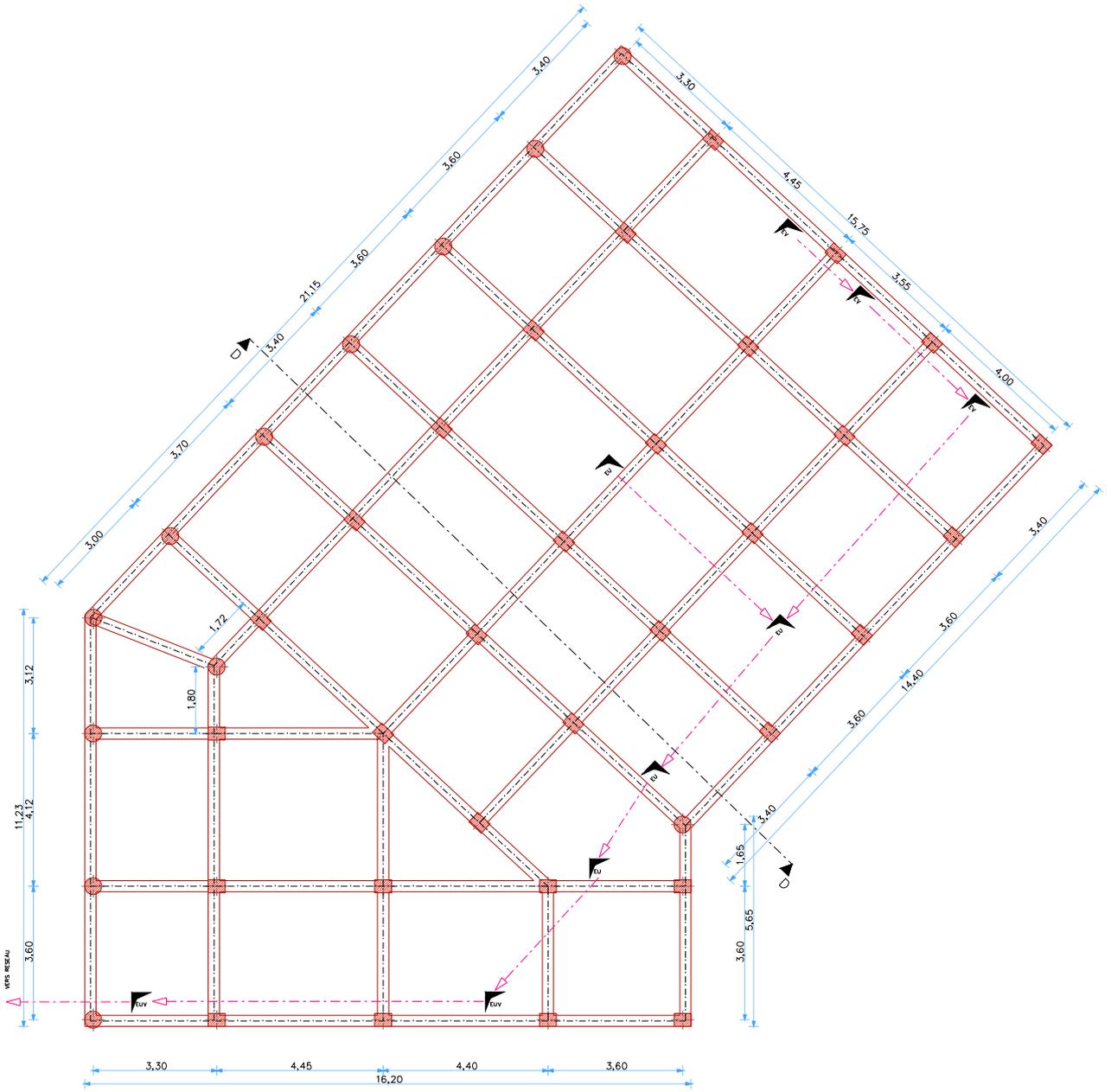
PLAN ETAGE 12



PLAN ETAGE 11



PLAN ETAGE 1



PLAN DE FONDATIONS

