

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département du Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+6+Duplexe+Sous-sol) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)**

Réalisé par :

M^{elle} MESSAILI Cylia
M^{elle} OURTILANE Massiva

Encadré par :

M^r ATTAL Riadh

Membre de jury :

M^r LAICHAOUI Ahmed

M^{me} SEDIRA Rima

Promotion 2020/2021

Remerciement

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

Nous remercions nos très chers parents pour leur soutien et leur patience et nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous exprimons nos profonds remerciements à notre encadreur M_r ATTAL pour son orientation et ses précieux conseils.

Nous remercions chaleureusement tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre modeste travail

Cylia et Massiva

Dédicaces

*A un grand homme qui m'a toujours soutenu et qui a donné
la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur cet
homme est mon très cher père que Dieu le garde.*

*A la plus adorable et douce maman sur terre et que ce travail
soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde
reconnaissance pour sa compréhension que Dieu la protège*

A mes très chères sœurs : Mina et Ania.

A mes meilleures amies

A mes tantes et mes oncles

A chaque cousins et cousines

A mon binôme pour ces patiences

A tous mes amis de club scientifique

A tous ceux qui me sont chère

Cylia

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail.

*A mes très chers parents qui m'ont soutenue et encouragé
durant ces années d'études.*

*A mes frères et sœurs hamid, Mennad, Eldjida,
mouhand, lynda, loubna qui m'ont encouragé tout au long de
mon parcours.*

A mes tantes

*A mon binôme pour ses efforts et ses capacités de hauteur
durant le travail.*

*A tous mes amis du club scientifique (wassim, idir, aris, sakina,
yacine et nordin) et mes amis (massi, Taous, ryma) qui m'ont
encouragé.*

A tous ceux que j'aime

MERCI

MASSIVA

Liste des figures

Chapitre 1

<i>Figure 1.1. Caractéristique géométrique de la structure</i>	2
<i>Figure 1.2. : La vue en 3D de la structure</i>	3
<i>Figure 1.3. : La résistance a la compression en fonction de l'âge du béton</i>	6
<i>Figure 1.4. : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression, flexion)</i>	7
<i>Figure 1.5. : Diagrammes des contraintes déformations du béton</i>	7
<i>Figure 1.6. : Diagrammes des contraintes limite du béton</i>	8
<i>Figure 1.7. : Diagrammes des contraintes déformations des aciers</i>	9

Chapitre 2

<i>Figure .2.1. Plancher en corps creux</i>	11
<i>Figure .2.2. Dimension d'une dalle a corps creux</i>	11
<i>Figure.2.3. schémas statique des poutrelles T9</i>	14
<i>Figure.2.4. Diagramme des moments sur les poutrelles T9</i>	14
<i>Figure.2.5. Diagramme des efforts tranchants sur les poutrelles T9</i>	15
<i>Figure.2.6. schémas de ferrailage des poutrelles isostatique</i>	19
<i>Figure.2.7. schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	23
<i>Figure.2.8. schémas statique d'une dalle en console</i>	27
<i>Figure.2.9. Les Sollicitations sur l'acrotère</i>	30
<i>Figure.2.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	33
<i>Figure.2.11. Schéma de l'escalier</i>	33
<i>Figure.2.12. vu en plan et schémas de l'escalier principal</i>	34
<i>Figure.2.13. Schéma statique de l'escalier</i>	34
<i>Figure.2.14. Schémas de ferrailage d'escalier principal</i>	37
<i>Figure.2.15. schémas statique de la poutre palière</i>	38
<i>Figure.2.16. Ferrailage de la poutre palier</i>	40
<i>Figure.2.17. escalier hélicoïdale à noyaux centrale</i>	41
<i>Figure.2.18. schémas de ferrailage de l'escalier hélicoïdal</i>	42
<i>Figure.2.19. cage d'ascenseur</i>	43
<i>Figure.2.20. Schéma représente de la dalle d'ascenseur la surface d'impact</i>	43
<i>Figure.2.21. schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur</i>	46
<i>Figure.2.22. Dimension du voile</i>	47
<i>Figure.2.23. surfaces afférentes cage d'ascenseur</i>	51
<i>Figure.2.24. surfaces afférentes terrasse inaccessible</i>	51
<i>Figure.2.25. surfaces afférentes étages duplexe</i>	52
<i>Figure.2.26. surfaces afférentes tous les niveaux</i>	52

Chapitre 3

<i>Figure.3.1. Valeurs des pénalités P_q</i>	59
<i>Figure.3.2. Combinaison de calcul de W</i>	60
<i>Figure.3.3. Spectre de réponse de la structure dans les deux sens</i>	62

Figure.3.4. Modélisation 3D de la structure sur ETABS2016	63
Figure.3.5. Définition de l'excentricité accidentelle	63
Figure.3.6. Disposition des voiles de contreventement et les voiles périphériques dans le sous-sol.....	64
Figure.3.7. Disposition des voiles de contreventement et les voiles périphériques dans le RDC.....	65
Figure.3.8. Disposition des voiles de contreventement dans la suite des niveaux.....	65
Figure.3.9. 1er mode de vibration ($T = 0.517$ sec).....	66
Figure.3.10. 2ème mode de vibration ($T = 0.485$ sec).....	66
Figure.3.11. 3ème mode de vibration ($T = 0.427$ sec).....	67
Figure.3.12. L'amplification de l'action sismique E_y et E_x sur ETABS2016.....	68

Chapitre 4

Figure 4.1. Les différents types des cadres et épingles.....	75
Figure 4.2. Section d'un poteau.....	82
Figure 4.3. Répartition des moments dans les zones nodales.....	92
Figure 4.4. Zone de recouvrement	93
Figure 4.5. La localisation des voiles de contreventement.....	96
Figure 4.6. Schéma de ferrailage du voile V_{y4} au niveau du RDC	103
Figure 4.7. Schéma de ferrailage du voile V_{y1} et V_{y2} au niveau du RDC	103

Chapitre 5

Figure 5.1. Schéma d'une semelle isolée	104
Figure 5.2. Schéma d'une Semelle filante.....	105
Figure 5.3. Calcul de l'abscisse de la résultante de l'effort normal	106
Figure 5.4. Excentricité de l'effort normal total (els).....	102
Figure 5.5. Semelle filante.....	107
Figure 5.6. Vue en coupe d'une semelle filante	108
Figure 5.7. Schéma statique de poutre libage	109
Figure 5.8. Diagramme des moments	110
Figure 5.9. Diagramme des efforts tranchants.....	110
Figure 5.10. Schéma de ferrailage d'une semelle filante	112
Figure 5.11. Schéma de ferrailage de la longrine	114
Figure 5.12. Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	114
Figure 5.13. Répartition des contraintes sur le mur	115
Figure 5.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	117

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau.1.1. les contraintes admissibles et les encrages des fondations.....	2
---	---

Chapitre 2

Tableau.2.1. Types des poutrelles.....	12
Tableau.2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles	14
Tableau.2.3. Charge revenant ou poutrelles pour la MF.....	14
Tableau.2.4. Sollicitations pour les poutrelles T9 étage courant en travée.....	16
Tableau.2.5. Sollicitations pour les poutrelles T9 étage courant en appuis.....	16
Tableau 2.6. Charge revenant ou poutrelles pour Méthode de Caquot minorée.....	16
Tableau.2.7. Sollicitations pour les poutrelles T2 en travée.....	17
Tableau.2.8. Sollicitations pour les poutrelles T2 en appuis.....	17
Tableau.2.9. Evaluation de la flèche dans les poutrelles isostatiques	19
Tableau.2.10. Evaluation de la flèche dans les poutrelles.....	22
Tableau.2.11. schémas de ferrailages des poutrelles	23
Tableau.2.12. Épaisseur et types des dalles pleines	24
Tableau.2.13. Schémas statique des dalles pleines	24
Tableau.2.14. Ferrailage de la dalle D3.....	25
Tableau.2.15. Vérification des contraintes béton et acier dans la dalle D3.....	25
Tableau.2.16. Évaluation de la flèche sur la dalle D3.....	26
Tableau 2.17. Évaluation de la flèche sur la dalle D2.....	28
Tableau.2.18. évaluation de la flèche sur la dalle D2.....	28
Tableau.2.19. Calcul des sollicitations dans les différents types des dalles	28
Tableau 2.20. Vérification des contraintes	28
Tableau.2.21. calcul de ferrailage a l'ELU	28
Tableau 2.22. Vérification a l'ELS	28
Tableau.2.23. Évaluation de la flèche dans les différents panneaux de dalles.....	29
Tableau.2.24. Schémas de ferrailage dalles pleines	29
Tableau 2.25. Différentes combinaisons d'actions	31
Tableau.2.26. évaluation des charges sur l'escalier	35
Tableau.2.27. Les sollicitations dans l'escalier	35
Tableau.2.28. Ferrailage de l'escalier	35
Tableau 2.29. Vérification des contraintes à l'ELS.....	36
Tableau.2.30. évaluation de la flèche	37
Tableau.2.31. ferrailage de la poutre palière	38
Tableau.2.32. Vérification des contraintes à l'ELS.....	40
Tableau.2.33. Évaluation de la flèche sur l'escalier hélicoïdale	42
Tableau.2.34. Ferrailage de la dalle supérieur de l'ascenseur	44
Tableau.2.35. vérification de la condition de non fragilité	44
Tableau.2.36. Vérification des contraintes dans le béton	45
Tableau.2.37. Vérification des contraintes dans l'acier	45
Tableau. 2.38. Évaluation des charges sur le plancher a corps creux terrasse inaccessible.....	48

Tableau. 2.39. Évaluation des charges sur le plancher a corps creux étage courant.....	48
Tableau.2.40. évaluation des charges sur le plancher en dalle pleine étage courant.....	49
Tableau .2.41. Évaluation des charges sur le plancher en dalle pleine terrasse inaccessible.....	49
Tableau.2.42. évaluation des charges sur les murs extérieurs (double cloison).....	49
Tableau.2.43. évaluation des charges sur l'escalier principal palliée	50
Tableau.2.44. évaluation des charges sur l'escalier principal volée.....	50
Tableau.2.45. descente de charge.....	52
Tableau.2.46. Vérification des déférents poteaux a la compression	54
Tableau.2.47. Vérification au flambement.....	55
Tableau.2.48. Vérification a la compression	56
Tableau.2.49. Vérification au flambement	57
Tableau.2.59. Dimensions finales des éléments structuraux	57

Chapitre 3

Tableau.3.1. Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	67
Tableau.3.2. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	68
Tableau.3.3. Interaction sous charges verticales sans	69
Tableau .3.4. Interaction sous charges horizontales.....	69
Tableau.3.5 Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).....	70
Tableau.3.6. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).....	70
Tableau.3.7. Vérification de l'effet P- Δ (sens x-x).....	71
Tableau.3.8. Vérification de l'effet P- Δ (sens y-y).....	72
Tableau.3.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	72
Tableau.3.11. Dimensions finales des éléments structuraux.....	73

Chapitre 4

Tableau .4.1. Les sollicitations dans les poteaux rectangulaires.....	76
Tableau .4.2. Les sollicitations dans les poteaux circulaires	77
Tableau .4.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux rectangulaires	79
Tableau .4.4. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux circulaires	80
Tableau .4.5. Armatures transversales dans les poteaux.....	81
Tableau .4.6. Justification de la section réduite des poteaux.....	82
Tableau .4.7. Vérification des contraintes dans le béton.....	83
Tableau .4.8. Vérification des sollicitations tangentes.....	84
Tableau .4.9. Vérification des sollicitations tangentes.....	85
Tableau .4.10. Schémas de ferrailage des poteau rectangulaires	85
Tableau .4.11. Schémas de ferrailage des poteaux circulaires	86
Tableau .4.12. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	88
Tableau .4.13. Les armatures longitudinales dans les poutres.....	89
Tableau .4.14. Vérification des contraintes tangentielles.....	90
Tableau .4.15. Vérification au cisaillement.....	91
Tableau .4.16. Vérification de la contrainte limite de béton.....	91

<i>Tableau .4.17. Vérification de la flèche des poutres</i>	92
<i>Tableau .4.18. Vérification des zones nodales</i>	93
<i>Tableau .4.19. Schémas de ferrailage des poutres principales (45×30) selon tous les niveaux</i>	94
<i>Tableau .4.20. Schémas de ferrailage des poutres secondaires (35×30) selon tous les niveaux</i>	95
<i>Tableau .4.21. Les sollicitations dans le voile Vx1</i>	97
<i>Tableau .4.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans les autres niveaux</i>	100
<i>Tableau .4.19. Les sollicitations dans le voile VY1 et VY2</i>	101
<i>Tableau .4.20. Sollicitations et ferrailage du voile VY1 et VY2</i>	101
<i>Tableau .4.21. Les sollicitations dans le voile Vy4 et Vy3 et Vy5</i>	102
<i>Tableau .4.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vy4 et Vy3 et Vy5</i>	102

Chapitre 5

<i>Tableau .5.1. Les efforts agissant sur la semelle (ELS)</i>	105
<i>Tableau .5.2. Ferrailage longitudinale des longrines</i>	113
<i>Tableau .5.3. Section de ferrailage du voile périphérique</i>	115
<i>Tableau .5.4. Vérification des contraintes</i>	116
<i>Tableau .5.5. Section d'armateur du mur périphérique</i>	117

Table des matières

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation du projet

1. Introduction	1
2. Présentation de l'ouvrage	
2.1. Caractéristiques géométriques de la structure	1
2.2. Caractéristique géométriques du site.....	2
2.3. Définition des éléments de l'ouvrage.....	3
3. Réglementations et normes utilisé	4
4. Hypothèses de calcul aux états limites	4
5. Actions et sollicitations de calcul	4
6. Caractéristique des matériaux	5

CONCLUSION

Chapitre 2 : Redimensionnement et calcul des éléments secondaires

1. Introduction.	10
2. Calcul des éléments secondaires.	
2.1. Calcul des planchers	
2.1.1. Calcul des planchers à corps creux	10
2.1.2. Étude des poutrelles	11
2.1.3. Etude de la dalle de compression	23
2.1.4. Plancher à dalle pleine.....	24
2.2. Etude de l'acrotère.....	30
2.3. Étude de l'escalier principale	33
2.4. Étude de l'escalier hélicoïdale :.....	41
2.5. Etude de l'ascenseur	42
3. Pré dimensionnement des éléments porteurs	
3.1. Les poutres.....	46
3.2. Les voiles.....	47
3.3. Les poteaux	47

CONCLUSION

Chapitre 3 : étude sismique

1. Introduction	58
2. Méthodes de calcul	
2.1. Méthode statique équivalente.....	58
2.2. Méthodes d'analyse dynamique.....	61
3. Modélisation de la structure	63
4. Disposition des voiles adoptée	64
5. Justification des prescriptions du RPA99/version2003	
5.1. Le nombre de mode à considérer.....	68
5.2. Vérification de la résultante de la force sismique	68
5.3. Justification du système de contreventement adopté	69
5.4. Vérification des déplacements	70

5.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	71
5.6. Vérification de l'effort normale réduit	72

CONCLUSION

Chapitre 4 : calcul des éléments structuraux

1. Introduction	74
2. Étude des poteaux	
2.1. Recommandations du RPA99/2003	74
2.2. Les sollicitations dans les poteaux	76
2.3. Ferrailage des poteaux	77
2.4. Vérifications	81
2.5. Dispositions constructives	85
2.6. Schémas de ferrailage	85
3. Etude des poutres	
3.1. Recommandation du RPA99/2003	87
3.2. Ferrailage des poutres	88
3.3. Vérifications à l'ELU	90
3.4. Vérifications à l'ELS	91
3.5. Vérification des zones nodales	92
3.6. Schémas de ferrailage des poutres	94
4. Etude des voiles	
4.1. Recommandations du RPA	95
4.2. Ferrailage	97

CONCLUSION

Chapitre 5 : Etude de l'infrastructure

1. Introduction	104
2. Choix de types des fondations	
2.1. Vérification des semelles isolées	104
2.2. Vérification des semelles filantes	105
2.3. Etudes des semelles filantes sous poteaux	105
3. Poutre libage	
3.1. Définition	108
3.2. Dimensionnement	108
3.3. Ferrailage de la poutre libage	108
4. Etude des longrines	
4.1. Définition	112
4.2. Rôle des longrines	112
4.3. Calcul des longrines	112
3. Etude du Voile périphérique	
3.1. Dimensionnement des voiles	114
3.2. Evaluation des charges et surcharges	114
3.3. Ferrailage du voile périphérique	115

CONCLUSION

Conclusion Générale

Symboles et notations :

Symboles	Notations
<i>A'</i>, <i>Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>a</i>	Coefficient de la fibre neutre
<i>B</i>	Aire d'une section de béton
<i>Br</i>	Section réduite
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>c</i>	Cohésion du sol
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>f_{bu}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression

<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>h_e</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_t</i>	Espacement des armatures.
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>r</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_T</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>Q</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Introduction

Introduction générale

Construire était et reste une des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains.

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures. En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Pour cela il est nécessaire de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction. Qui ont tendance à augmenter pour obtenir le meilleur rapport sécurité/prix.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment de 21 logements promotionnels en béton armé, il sera implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un (R+6+Duplexe+ sous-sol) dans la wilaya de Bejaïa. Pour ce faire, nous avons réparti le travail sur cinq chapitres.

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, les définitions des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement et la descente de charge des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles) et l'étude des éléments secondaires
- 1-Le 3ème chapitre portera sur l'étude sismique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ETABS 2016** et les vérifications de **RPA**
- Le calcul des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ETABS 2016** est présenté dans le 4ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre 1

Présentation du projet

Chapitre 01

Présentation du projet

1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable. Ce chapitre est consacré à la présentation du projet à étudier.

Dans ce chapitre, on présente d'une manière générale le contexte de travail et l'objectif de ce projet de fin d'étude

2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre projet fin d'étude consiste à étudier un bâtiment 21 logements promotionnels (R+6 étages sur un niveau du sous-sol +duplexe) le sous-sol parking, le RDC (locaux) et les étages à usage d'habitation ; classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification de l'RPA 99. V2003 (Article 3.2).

Cet ouvrage est implanté au lieu-dit AKHNAK EL-BIR ; village Taghzouyth wilaya de Bejaia qui est représentée d'après la classification des wilayas et commune d'Algérie (classification 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

2.1. Caractéristiques géométriques de la structure

L'ouvrage à étudier est caractérisé par :

- Hauteur totale du bâtiment : 24m.
- Hauteur d'étage courant : 2.8m.
- Hauteur du S.Sol : 3.06m.
- Longueur : 25.49m.
- Largeur : 19.19m.

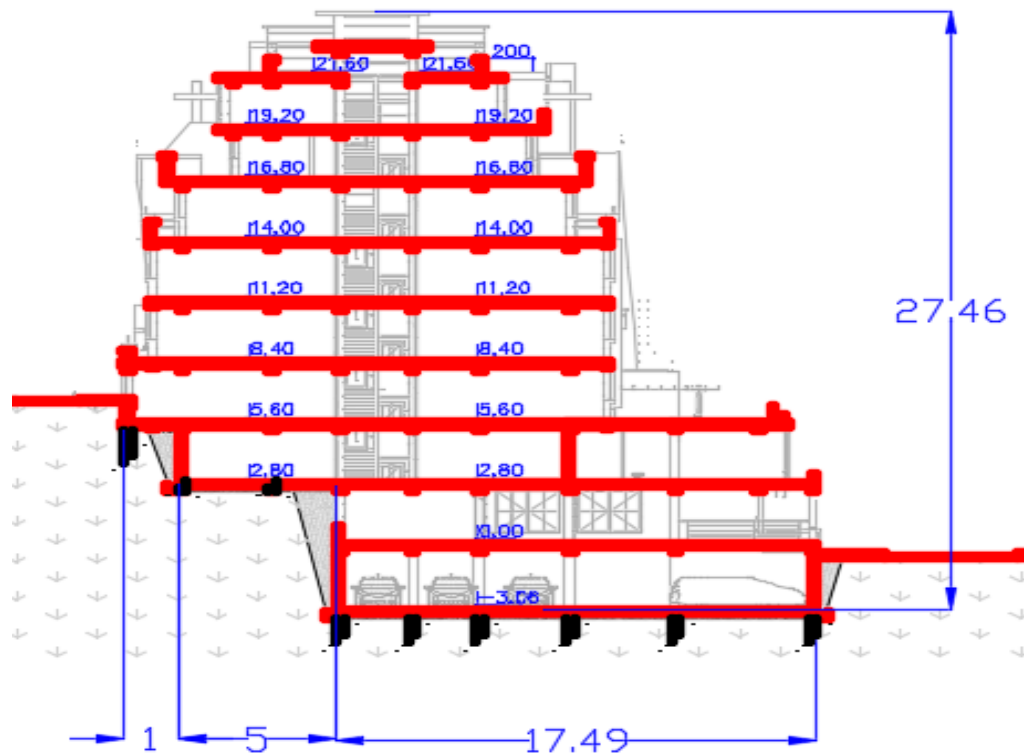


Figure 1.1 : vue en élévation du bâtiment

2.2. Caractéristiques géotechniques du site

Le terrain destiné pour la réalisation de notre projet au lieu-dit TAGHZOUYTH (w) Bejaia, n'a pas fait l'objet d'une étude géotechnique à ce jour.

Dans le but de collecter un maximum d'informations utiles pour bien mener l'étude de l'infrastructure de notre ouvrage, nous avons procédé à une lecture et une analyse approfondie du rapport de l'étude géotechnique du sol d'un terrain proche de notre projet, afin de tirer tous les renseignements concernant la nature du sol dans la zone étudiée ainsi que sa capacité en résistance.

Par similitudes géologiques, et la situation du terrain d'assise, qui n'est pas plat dans l'ensemble, nous supposons que le site d'implantation n'est pas meilleur que celui qui a fait l'objet de l'étude de sol. Le site sera pris de classe S3. Les contraintes admissibles et les ancrages des fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.1.1. Les contraintes admissibles et les encrages des fondations.

Ancrage (D) en mètre/bas talus	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50
Contrainte admissible (Qadm) en bars	1.00	1.30	1.80	2.00	2.30	2.50	3.00



Figure 1.2. : la vue en 3D de la structure

2.3. Définition des éléments de l'ouvrage

2.3.1. Les éléments structuraux

Les poutres se sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés conçues pour reprendre et transmettre les efforts aux poteaux, leurs pré- dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue deux types de poutres

- 1- les poutres principales
- 2-les poutres secondaires.

Les poteaux Sont des éléments verticaux en béton armé destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) aux fondations.

Les voiles sont des éléments verticaux en béton arme, plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions).

2.3.2. Les éléments secondaires

Les planchers : Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs et garantir l'isolation thermique, phonique ainsi que la séparation des étages. Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants sont :

- 1- Planchers en corps creux
- 2-Planchers en dalle pleine

Les escaliers : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettent le passage d'un niveau a un autre.

L'acrotère : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.il joue le rôle d'un garde-corps.

2.3.3. Les éléments de remplissages

Les maçonneries : sont réalisées en briques creuses comme suit :

1-Les murs extérieurs : ils sont réalisés en doubles parois de briques creuses séparées par une lame d'air d'épaisseur de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

2-Les murs intérieurs : sont réalisés en simples parois, briques creuse d'épaisseur 10cm.

2.3.4. L'infrastructure : c'est un élément qui permet la transmission des charges de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondation :

1-Les fondations superficielles

2-Les fondations profondes

3. Règlementations et normes utilisées

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

-Le CBA93. (Code de Béton Armé).

-Le RPA 99.V 2003. (Règlement Parasismique Algérien).

-Le BAEL 91. (Béton Armé aux Etats Limites). - les DTR.

4. Hypothèses de calcul aux états limites

4.1. Etats limites de calculs

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

4.1.1. Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance

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

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier.
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable.

4.1.2. Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation

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

- Etat limite de service de compression de béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de service de déformation : il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

5. Actions et sollicitations de calcul

5.1. Les Actions

- **Définition :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatiques, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc...).

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :
 - le poids propre de la structure.
 - cloisons, revêtement.
 - le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- **Les actions variables (d'exploitation)(Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - 1- les charges d'exploitations.
 - 2-les charges climatiques (neige et vent).
 - 3-les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :
 - Les chocs.
 - Les séismes.
 - Les explosions.
 - Les feux

5.2. Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

Les sollicitations sont les résultats produits par les actions exprime sous forme des efforts (normaux et tranchant), des moments (de flexion ou de torsion), sont calculées avec les différentes Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003

Situations durables $ELU=1.35G+1.5Q$; $ELS = G+Q$

Situations accidentelles $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$

Avec G = charge permanente ; Q : charge d'exploitation ; E : action du séisme.

6. caractéristique des matériaux :

6.1. Béton : Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement). Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

6.1.1. Les résistances caractéristiques du béton :

A)-caractéristique à la compression (f_{cj}) :

D'après le B.A.E.L.91(A2.1,11) le béton à la compression est caractérisé par sa résistance à l'âge de 28 jours (f_{c28}), cette résistance est obtenue par un grand nombres d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée cylindrique de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, les résistances à la compression du béton à " j " jours d'âge sont données en fonction de f_{c28} par les formules suivantes :

- Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} * f_{c28} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \text{ Béton a résistance courante}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} * f_{c28} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \text{ béton de haute résistance}$$

➤ Si $j > 28$ jours

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

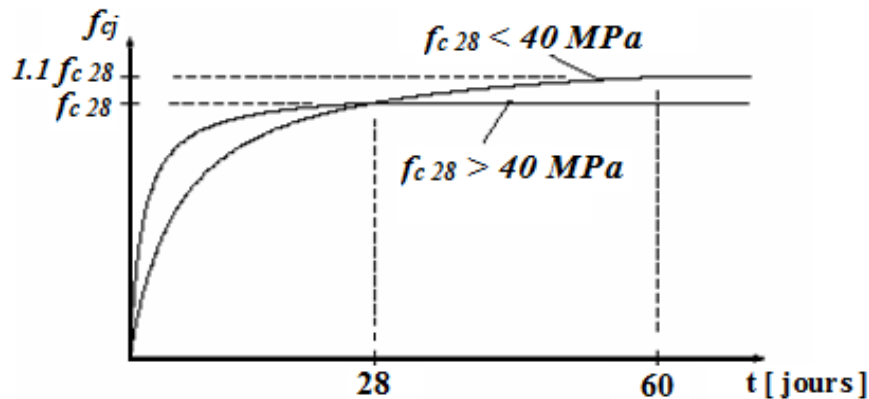


Figure 1.3: la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton.

B)-Résistance à la traction :

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

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

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

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

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

Pour notre cas : $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$.

C)- Les contraintes limites du béton :

➤ à l'Etat Limite Ultime :

Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

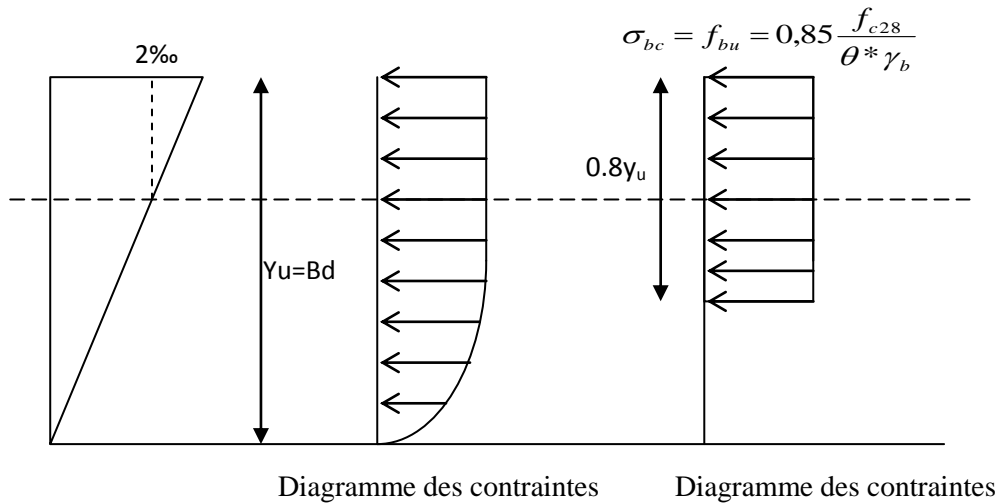


Figure 1.4: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion).

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24heures d'où :

$\sigma_{bc} = 14.2\text{MPa}$; situation durable.

$\sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$; situation accidentelle.

• **Diagramme contrainte – déformation :**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h = 32\text{cm}$, $\varnothing=16\text{cm}$) à un essai de compression.

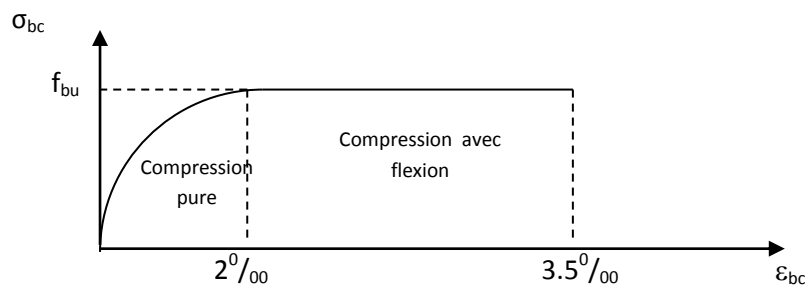


Figure 1.5 : Diagramme des contraintes déformations du béton.

➤ **Etat limite de service :**

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

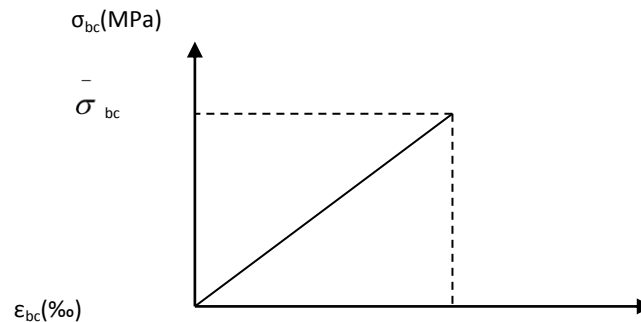


Figure 1.6: Diagramme des contraintes limite du béton.

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

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

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

6.2. Les Aciers : Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien qu'en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000\text{MPa}$.

6.2.1. Différents types d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

➤ **Les ronds lisses (R.L):**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

➤ **Les aciers à haute adhérence (H.A):**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

➤ **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement

6.2.2. La résistance de calcul de l'acier :

- **Résistances de calculs l'E.L.U** D'après le BAEL 91(art.2.2, 2) la résistance de calcul de l'acier à l'état limite ultime est donnée par le diagramme contraintes (σ_{bc}) –déformations (ϵ_{bc}) ci-dessous :

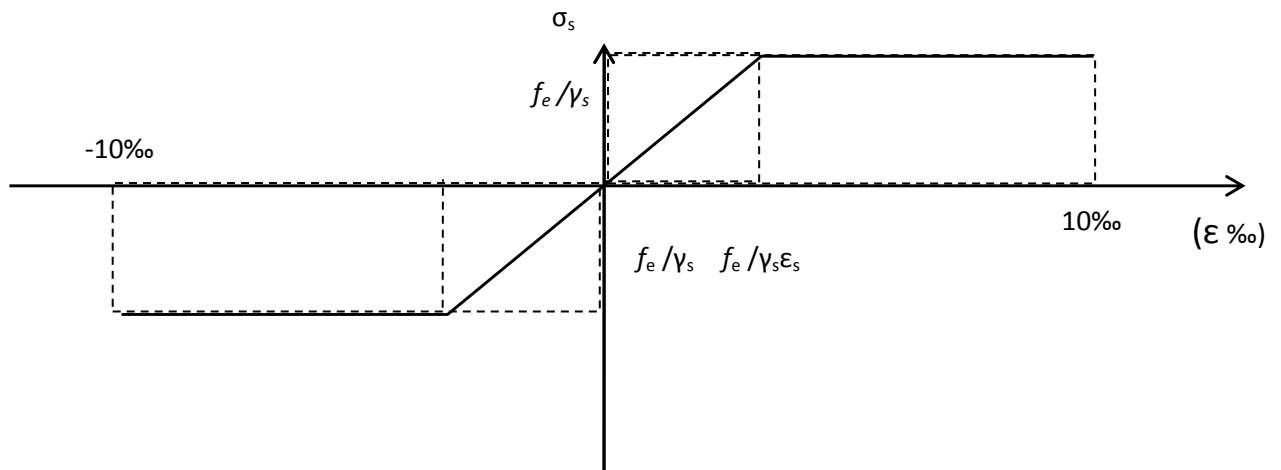


Figure 1.7. Diagramme contraintes- déformations des aciers (E.L.U).

Pour $0 \leq \epsilon_{se}$ $\sigma_{st} = E_s \cdot \epsilon_s$

Pour $\epsilon_{se} \leq \epsilon_{st} \leq 10‰$ $\sigma_{st} = f_{su} = f_e/\gamma_s$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier,

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \rightarrow \text{cas courant} \\ 1,00 & \rightarrow \text{cas accidentel} \end{cases}$$

Dans notre cas on utilise un acier FeE400: $\sigma_{st} = f_{su} = f_e/\gamma_s$

$f_{su} = 348\text{MPa}$ cas courant.

$f_{su} = 400\text{MPa}$ en cas accidentel.

7. CONCLUSION

La faible résistance du béton a la traction par rapport à sa résistance a la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre 2

Pré dimensionnement
et calcul des éléments
secondaire

Chapitre 02 Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

2.1. Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape très importante, qui a comme but de déterminer des sections préliminaires pour les différents éléments de la structure, par un procédé estimatif conforme aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

2.2. Calcul des éléments secondaires :

2.2.1. Calcul des planchers :

Dans notre cas, deux types de planchers vont être utilisés : plancher à corps creux pour les étages d'habitations et plancher en dalle pleine pour la cage d'escalier, au niveau de l'ascenseur et aux balcons. L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

2.2.1.1. Les planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche [CBA93 (art B.6.8.4.2)].

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles présentées dans l'annexe (A)

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

-Le critère de la petite portée.

- Le critère de continuité.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{avec } (h_t = h_c + h_0)$$

h_0 : La hauteur de la dalle de compression. Donc on a :

Pour le niveau +0.00 et + 2.80 $L_{max} = 380$ cm

$$h_t \geq 380/22.5 \rightarrow h_t \geq 16.88 \text{ cm}$$

pour les autres étages : $L_{max}=265$ cm

$$h_t \geq 265/22.5 \rightarrow h_t \geq 11.7 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h_t = 20$ cm ce qui correspond à un plancher à corps creux (16+4)

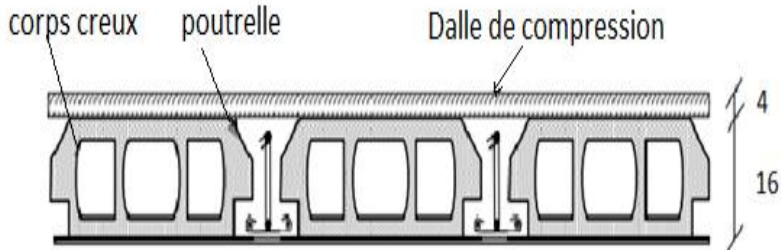


Figure.2.1. Plancher en corps creux

2.2.1.2. Étude des poutrelles

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

b_0 : Largeur de la nervure, dépend de la hauteur totale du plancher, b : Largeur efficace

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher), h_0 : Hauteur de la dalle de compression (0.4 à 0.6)

$10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$ On opte pour : **$b_0 = 10 \text{ cm}$** .

On cherche la valeur de b :

$$(b-b_0)/2 \leq \min (L_x/2 ; L_y/10)$$

L_x : C'est la distance entre nu de deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 10$$

$$L_x = 55 \text{ cm.}$$

L_y : C'est la portée minimale entre nu des poutrelles

$$L_y = 200 \text{ cm.}$$

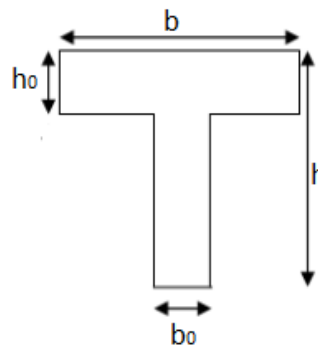


Figure.2.2. Dimension d'une dalle a corps creux

$$(b-b_0)/2 \leq \min (L_x/2 ; L_y/10)$$

$$b - b_0 \leq 2 \min (L_x/2 ; L_y/10)$$

$$b \leq b_0 + 2 \min (L_x/2 ; L_y/10)$$

$$b \leq 10 + 2 \min (55/2 ; 200/10)$$

$$b \leq 10 + 2 \min (32.5 ; 20)$$

$$b \leq 10 + 2(20) \quad b \leq 65$$

Nous avons opté pour : **$b = 65 \text{ cm}$** .

Donc nous avons : $h_t = 20$ cm, $b_0 = 10$ cm, $b = 65$ cm, $h_0 = 4$ cm.

A- Les différents types des poutrelles

Tableau .2.1. Type des poutrelles

	type	Schémas statique des poutrelles
Locaux	T1	
	T2	
	T3	
	T4	
	T5	
Etage Courant	T6	
	T7	
	T8	
	T9	
	T10	

B- Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ **Méthode Forfaitaire :**

C'est une méthode simplifiée qui permet de calculer les sollicitations maximales dans les poutrelles, Elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Le plancher est à surcharge modéré $Q \leq \min (2 \times G, 5 \text{KN/m}^2)$

- Fissuration peu nuisible (FPN)
 - Le rapport entre deux travées successives des poutrelles doit être compris entre
- $$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

- Le moment d’inertie dans toutes les travées est constant $I = \text{cst}$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_0 si le moment isostatique dans la travée supposée indépendante

Moments en appuis :

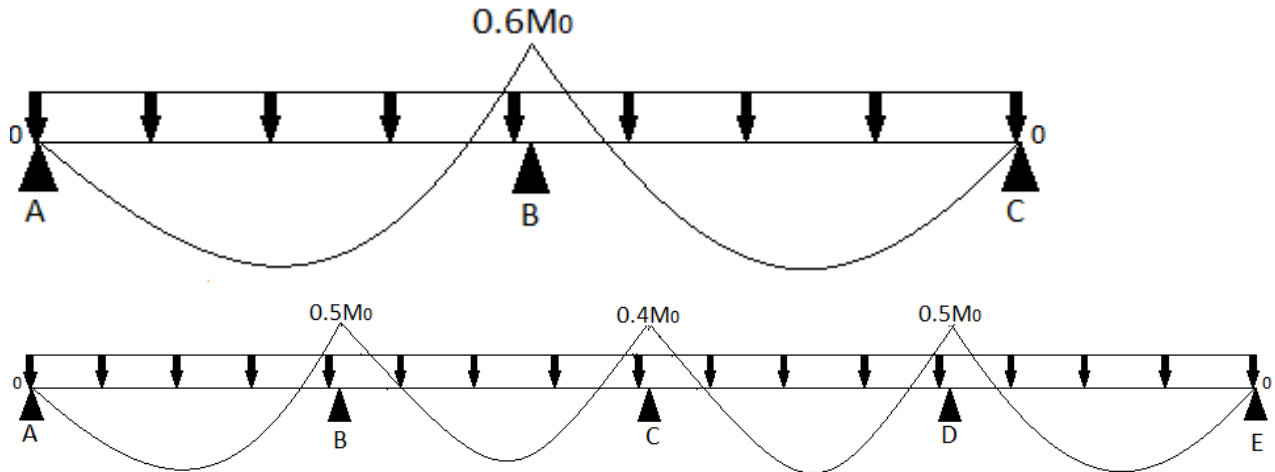


Figure.2.2. moments d’une poutre a deux travées et plus

$M_a = -0.6 M_0$ pour un appui intermédiaire si la poutrelle est a deux travées.

$M_a = -0.5M_0$ pour les appuis voisins de rive. Poutrelle a plus de deux travées

$M_a = -0.4M_0$ pour l’appui intermédiaire

Pour de l’appui de rive le moment est nulle, le **BAEL** exige de mettre au niveau de ces appuis des aciers de construction ($M_{arive} = -0.15 M_0$).

M_d : le moment en travée de droite M_g : moment en travée de gauche

Moments en travées :

Les moments en travée M_t est calculé a partir du maximum entre les deux conditions suivante :

$$(1) : M_t + \frac{|M_{ag}| + |M_{ad}|}{2} \geq \max (1.05; (1+0.3 \times \alpha)) M_0$$

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots (a) \\ M_t \geq \frac{(1+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots (b) \\ \alpha = \frac{q}{q+G} \end{array} \right.$$

a) Pour une travée de rive

b) Pour une travée intermédiaire

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

M_{ag} : moment en appuis de gauche ; M_{ad} : moment en appui de droite.

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

α : degré de surcharge

Tableau .2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles

Type des poutrelles	Conditions d'application de la MF	cause	Méthode adopte
Types T9,	Vérifiée	/	Méthode forfaitaire
Types T1, T2, T3, T4,T5,T6,T7,T8	Non vérifiée	$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0.8 ; 1.25]$	Méthode de Caquot minorée
Types T10	Isostatique		

Exemple de calcul de la méthode forfaitaire

1-Calcul des charges et surcharge revenant ou poutrelles :

Le calcul des charges qui reviennent sur le plancher (terrasse Inaccessible, étage courant) sont donné selon Les Combinaisons d'actions (ELU), (ELS) dans le tableau suivant :

A l'ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times L_0$

A l'ELS : $q = (G + Q) \times L_0$ avec $L_0 = 0.65m$

Tableau.2.3. Charge revenant ou poutrelles pour la MF

Type du plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q _u (KN/m)	Q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	5.61	1	5.898	4.29
Etage courant	5.46	1.5	6.254	4.52

2-Calcul des sollicitations :

L'exemple de calcul pour les poutrelles T9 du plancher terrasse inaccessible. Les sollicitations des autres types de la méthode Forfaitaire sont résumées dans les tableaux.

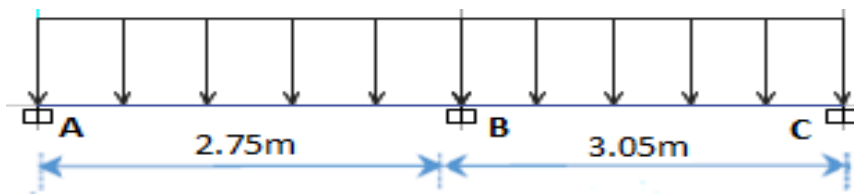


Figure.2.3. Schémas statique des poutrelles T9

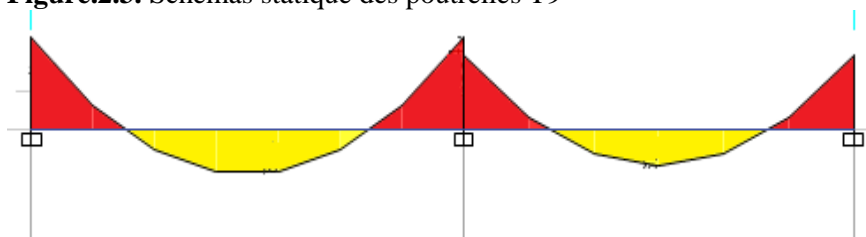


Figure.2.4. Diagramme des moments sur les poutrelles T9

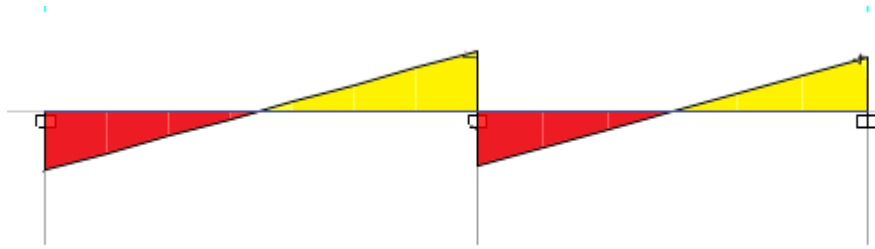


Figure.2.5. Diagramme des efforts tranchants sur les poutrelles T9

2-1-Calcul des moments en travée :

- Pour la travée (AB) :

$$M_0(ELU) = \frac{ql^2}{8} = 5.575 \text{KN.m}$$

$$M_0(ELS) = \frac{ql^2}{8} = 4.062 \text{KN.m}$$

$$\alpha = 0,151$$

$$(1) : M_t + \frac{|M_{ag}/+ / M_{ad}/}{2} \geq \max(1.05 ; (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

$$M_t(ELU) = 3.8 \text{KN.m}$$

$$(2) : M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t(ELS) = 2.8 \text{KN.m}$$

- Pour la travée (BC) :

$$M_0(ELU) = \frac{ql^2}{8} = 6.858 \text{KN.m}$$

$$M_0(ELS) = \frac{ql^2}{8} = 4.997 \text{KN.m}$$

$$(1) : M_t + \frac{|M_{ag}/+ / M_{ad}/}{2} \geq \max(1.05 ; (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

$$M_t(ELS) = 5.14 \text{KN.m}$$

$$(2) : M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t(ELS) = 3.75 \text{KN.m}$$

2-2-Calcul des moments en appuis :

- A l'ELU

$$M_a = M_c = -0.15 M_0 = -1.029 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0.6 M_0 = -4.115 \text{KN.m}$$

- A l'ELS

$$M_a = M_c = -0.15 M_0 = -0.748 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0,6 M_0 = -2.993 \text{KN.m}$$

2-3-Calcul des efforts tranchant :

$$V_A = \frac{ql}{2} = 8.11 \text{KN}$$

$$V_c = \frac{ql}{2} = 8.994 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 V_A = -10.344 \text{KN}$$

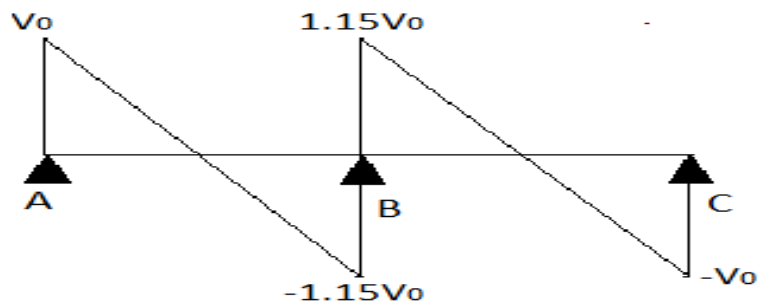


Tableau.2.4. Sollicitations pour les poutrelles T9 étage courant en travée

Combinaisons	travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	Mt(KN.m)
A l'ELU	(AB)	2.75	5.912	4.115
	(BC)	3.05	7.272	5.563
A l'ELS	(AB)	2.75	4.277	2.974
	(BC)	3.05	5.261	4.021

Tableau.2.5. Sollicitations pour les poutrelles T9 étage courant en appuis

Combinaisons	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _C (KN.m)
A l'ELU	-1.091	-4.363	-1.091
A l'ELS	-0.788	-3.153	-0.788
V _u (KN)	8.599	10.97	-9.537

❖ **Méthode de Caquot minorée**

Si l'une des conditions de la méthode Forfaitaire n'est pas vérifiée nous utilisons la méthode de Caquot minorée consiste à minorer la charge permanente et prendre $(G' = \frac{2}{3} \times G)$.

Pour le calcul des moments en appuis nous utilisons G' on garde G pour le calcul des moments en travées.

Moments en travées :

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

$$\text{avec } x = \frac{l}{2} - \left[\frac{Md - Mg}{ql} \right]$$

Moments en appui :

$$M_i = \frac{qg \times l'^{3g} + qd \times l'^{3d}}{8.5 (l'g + l'd)}$$

L'_g et L'_d les longueurs fictives à gauche et à droite

L' = 0,8 L..... pour la travée intermédiaire

L' = L pour la travée de rive

-q_g ; q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

L'effort tranchant :

$$V = \frac{dm(x)}{dx} \Rightarrow V = q \times \frac{1}{2} - qx - \frac{Mg}{l} + \frac{Md}{l}$$

-Calcul des charges et surcharge revenant ou poutrelles :

Le calcul des charges qui reviennent sur le plancher (étage commerce, étage courant) sont donné selon

Les Combinaisons d'actions (ELU) (ELS) dans le tableau suivant :

A l'ELU : q_u = (1.35 G + 1.5 Q) × L₀

A l'ELS : q (G + Q) × L₀

A l'ELU : q_u' = (1.35 G' + 1.5 Q) × L₀

A l'ELS : q' = (G' + Q) × L₀ avec L₀ = 0.65m G' = $\frac{2}{3}$ G

Tableau.2.6. Charge revenant ou poutrelles pour Méthode de Caquot minorée

Type du plancher	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
				qu (KN/ml)	qu' (KN/ml)	qs (KN/ml)	qs' (KN/ml)
Etage courant	5.46	3.64	1.5	6.254	4.657	4.524	3.341

Tableau.2.7. Sollicitation pour les poutrelles T2 en travées

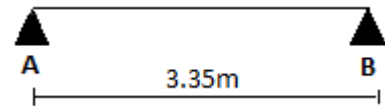
Combinaisons	travée	L(m)	Mt(KN.m)
Etage courant			
A l'ELU	(AB)	2.75	4.162
	(BC)	3.05	1.188
	(CD)	4.2	8.862
	(DE)	2.84	2.64
	(EF)	2.00	2.176
A l'ELLS	(AB)	2.75	3.021
	(BC)	3.05	0.887
	(CD)	4.2	6.44
	(DE)	2.84	1.931
	(EF)	2.07	1.58

Tableau.2.8. Sollicitation pour les poutrelles T2 en appui

Combinaisons	A l'ELU	A l'ELLS	V _U (KN)	
M_A(KN.m)	EC	-1.54	-1.11	7.24
M_B(KN.m)	EC	-3.73	-2.68	-9.96
M_C(KN.m)	EC	-4.95	-3.56	13.16
M_D	EC	-4.83	-3.47	-13.10
M_E	EC	-2,59	-1.87	-8,09
M_F	EC	-1,54	-1,11	-5.22

C- Ferrailage des poutrelles isostatiques (terrasse inaccessible)

$F_c=400$ $f_{c28}=25\text{MPa}$ $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ $f_{bu}=14.2\text{MPa}$
 $H=20\text{cm}$ $h_0=4\text{cm}$ $b_0=10\text{cm}$
 $B=65\text{cm}$ $d=18\text{cm}$



$$M_{0\max} = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_u = 8.27 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_s = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.15M_u = -1.24 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = 9.88 \text{ KN}$$

- En travée ²

$$M_t^u = f_{bu} * b * h_0 [d - \frac{h_0}{2}] = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 6.305 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait comme une section rectangulaire de $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.021 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_L = 0,391 > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})}] \Rightarrow \alpha = 0.0265 \rightarrow Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.178$$

$$A = \frac{M_u}{Z f_{st}} \Rightarrow A = 1.02 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0.23 b * d f_{t28} / f_c \Rightarrow A^{\min} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$A < A^{\min}$ on ferraille avec A^{\min}

On opte pour 3HA10 = 2.36 cm²

- En appui

Nous avons calcul la section d'armature pour parti supérieur pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.02 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_L = 0.391 > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - (2 \cdot \mu_{bu})}] \Rightarrow \alpha = 0.0253 \Rightarrow Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 0.178$$

$$A = \frac{Mu}{Z \cdot f_{st}} \Rightarrow A = 0.15 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c \Rightarrow A^{\min} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$A < A^{\min}$ on ferraille avec A^{\min}

On opte pour HA10 = 0.79 cm²

- Vérification à l'ELU :

Ferraillage transversal :

$$\Phi \geq \min(\phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \quad \phi \geq \min(10\text{mm}; 5.71\text{mm}; 10\text{mm}) \quad \phi \geq 5.71 \text{ mm}$$

On opte pour 2Ø6 = 0.57 cm²

Espacement :

L'espace des armatures transversales par les trois conditions suivantes :

$\alpha = 90^\circ$ les armatures transversal droite

$$1)- S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \quad S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2)- S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \quad S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$3)- S_t \leq \frac{0.9 f_e A_t (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)} \quad S_t \leq 35.686 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16.2\text{cm}; 57\text{cm}; 35.686\text{cm}) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de ruptures par cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 0.49 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPA}) \quad \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifier pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$a = \min(0.9d; (30-4)) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 1.1 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \cdot V_u}{0.9 \cdot b \cdot h_0 \cdot d} = 0.58 \text{ MPA} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1.329 \text{ MPA} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPA} \quad \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure

- Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{seer}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPA}$$

En travée :

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \cdot h_0}{2} - 15A (d - h_0) = \frac{65 - 4}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = -365.6 < 0$$

L'axe neutre passe par la nervure la vérification se fera comme une section en T donc :

Calcul de (y) :

$$\frac{b_0}{2} \cdot y^2 + [(b - b_0) \cdot h_0 + 15 \cdot A] \cdot y - [(b - b_0) \cdot \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d] = 0 \rightarrow 5y^2 + 255.4y - 1077.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 294.573 \quad \Rightarrow \quad y = 3.917 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{b-b_0}{3} \times (y-h_0)^3 + 15 \times A \times (d-y)^2 = \frac{65}{3} (3.92)^3 - \frac{65-10}{3} \times (3.92-4)^3 + 15 \times 2.36 \times (18-3.92) \Rightarrow I = 8323,051 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,557 \times 10^{-3}}{8323,051 \times 10^{-8}} (3.92 \times 10^{-2}) = 2.15 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Évaluation de la flèche

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

$$l = 2.84 \text{ m} < 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{284}{500} = 0.568 \text{ cm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$J = 2,84 + 1 = 3,84 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G = 5,46 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad P = G + Q = 6,96 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser}^P = (G+Q)l_0 \frac{L^2}{8} = 4.56 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser}^j = J \times l_0 \times \frac{L^2}{8} = 2.516 \text{ KN/m} \quad ; \quad M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{L^2}{8} = 3.578 \text{ KN/m}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA} \quad ; \quad E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ MPA}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05b \times ft_{28}}{(2 \times b \times 3b_0)\rho} = 3.25 \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.3 \quad \text{avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 d} = 1.31\%$$

$$\sigma_{st} = 15(d-y) \times M_{ser} / I$$

$$Y = 4.81 \text{ cm} \quad ; \quad I = 856050 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st}^g = 127.23 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 89.48 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 162.18 \text{ MPA}$$

Tableau.2.9. Évaluation de la flèche dans les poutrelles isostatiques

μ^g	μ^j	μ^p	$I_{fv}^g(\text{cm}^4)$	$f_{gv}(\text{mm})$	$I_{ni}^g(\text{cm}^4)$	$F_{gi}(\text{mm})$	$I_{ni}^j(\text{cm}^4)$	$F_{ji}(\text{mm})$	$I_{ni}^p(\text{cm}^4)$	$f_i^p(\text{mm})$
0,581	0.459	0.653	28561	1.45	17353	0.795	20118	0.48	16045	1.1

$$\bar{f} = 0.568 \text{ cm} = 5.68 \text{ mm} > \Delta f = 1.27 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

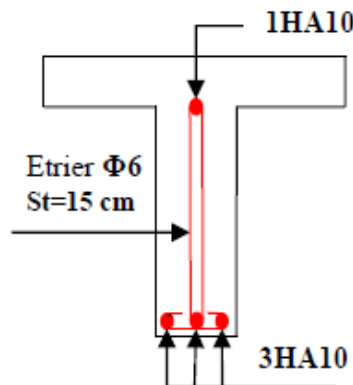


Figure.2.6. Schémas de ferrailage des poutrelles isostatique

D- Ferrailage des poutrelles

$$F_c = 400 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPA} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$H = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$B = 65 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

- En travée

$$M_t^u = f_{bu} * b * h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t < M_t^u$$

Le calcul se fait comme une section rectangulaire de $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0429 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_L = 0.391 > \mu_{bu} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})} \right] \rightarrow \alpha = 0,0548 \rightarrow Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 0.176m$$

$$A = \frac{M_u}{Z f_{st}} \Rightarrow A = 2.095 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0.23 b * d f_{t28} / f_e \Rightarrow A^{\min} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$A > A_t^{\min}$ on ferraille avec A

On opte pour 3HA10 = 2.36 cm²

- En appui intermédiaire :

On calcul la section d'armature pour le parti supérieur pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.1866 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_L = 0.391 > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})} \right] = 0,26 \Rightarrow Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.161$$

$$A = \frac{M_u}{Z f_{st}} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.23 b * d f_{t28} / f_e \Rightarrow A^{\min} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$A > A_t^{\min}$ on ferraille avec A

On opte pour 2HA10 = 1.57 cm²

- En appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.058 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_L = 0.391 > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})} \right] = 0,0747 \Rightarrow Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.175$$

$$A = \frac{M_u}{Z f_{st}} = 0,438 \text{ cm}^2$$

$A > A_t^{\min}$ on ferraille avec A

On opte pour HA10 = 0.79 cm²

- Ferrailage transversal :

$$\Phi \geq \min \left(\Phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \quad \Phi \geq \min (10 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) \quad \Phi \geq 5.71 \text{ mm}$$

On opte pour 2Ø6 = 0.57 cm²

- Espacement :

L'espacement des armatures transversales par les trois conditions suivantes :

$\alpha = 90^\circ$ les armatures transversal droite

$$1)- S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \quad S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2)- S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \quad S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$3)- S_t \leq \frac{0.9 f_e A_t (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} * k)} \quad S_t \leq 35.686 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (16,2 \text{ cm}; 57 \text{ cm}; 35,686 \text{ cm}) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- Vérification a l'ELU :

Vérification de ruptures par cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 1.13 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPA}) \quad \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifier pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification des armatures longitudinales :

Appui de rive :

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} v_u \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 20.35 \times 10^{-3} \quad A_l^{\min} \geq 0.585 \text{ cm}^2$$

$$HA10 + 3HA10 = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,585 \text{ cm}^2$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (v_u + \frac{M_{inter}}{0,9d}) \quad A_l \geq 0.29 \text{ cm}^2$$

$$3HA10 + 2HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 > 0.29 \text{ cm}^2$$

Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times v_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$a = \min(0.9d; (30-4)) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 2.51 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA} \quad \dots \dots \dots \text{ Condition vérifié}$$

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times v_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} = 1.329 \text{ MPA} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1.329 \text{MPA} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPA} \quad \dots \dots \dots \text{ Condition vérifié}$$

Pas de risque de rupture a la jonction table nervure

- Vérification a l'ELS :

Etat limite de compression de béton :

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{seer}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{MPA}$$

- En travée :

1)- position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15A (d-h_0) = \frac{65-4}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = -365.6 < 0$$

L'axe neutre passe par la nervure la vérification se fera comme une section en Té donc :

2)- calcul de (y) :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b-b_0) \times h_0 + 15 \times A] \times y - [(b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d] = 0 \rightarrow 5y^2 + 255.4y - 1077.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 294.573 \quad \rightarrow \quad y = 3.917 \text{ cm}$$

3)- calcul de moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{b-b_0}{3} \times (y-h_0)^3 + 15 \times A \times (d-y)^2 = \frac{65}{3} (3.92)^3 - \frac{65-10}{3} \times (3.92-4)^3 + 15 \times 2.36 \times (18-3.92) \rightarrow$$

$$I = 8323.051 \text{ cm}^4$$

4)- calcule des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{9.091 \times 10^{-3}}{8323.051 \times 10^{-8}} (3.92 \times 10^{-2}) = 4.27 \text{MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{MPA} \quad \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

- En appui intermédiaire :

1)-position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15A (d-h_0) = -249.7 < 0$$

Calcul de la section rectangulaire de $b_0 \times h$

2)- calcul de (y) :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 95.04 \rightarrow y = 7.249 \text{ cm}$$

3)- calcul de (I) :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d-y)^2 \rightarrow I = 8323.051 \text{ cm}^4$$

4)-calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{9,091 \times 10^{-3}}{3991,738 \times 10^{-8}} (7,249 \times 10^{-2}) = 16,509 \text{ MPA} \geq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition non Vérifiée}$$

Nous allons augment l'inertie → augmenter la section du béton et des armatures.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

Nous revérifions la contrainte en appui intermédiaire

$$H = -307,2 < 0 \rightarrow y = 7,2 \text{ cm} \rightarrow I = 4852,224 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,091 \times 10^{-3}}{4852,224 \times 10^{-8}} (7,2 \times 10^{-2}) = 13,4899 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$1- \frac{h}{l} = \frac{0,2}{4,2} = 0,0476 < \frac{Mts}{10M0s} = 0,0606 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2- \frac{Al}{b_0 \times d} = 0,0109 > \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3- l = 4,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

$$l = 4,2 \text{ m} < 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm} = 8.4 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$J = 2,84 + 1 = 3.84 \text{ KN/m}^2 ; G = 5.46 \text{ KN/m}^2 ; P = G + Q = 10.46 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser}^P = (G + Q) l_0 \frac{L^2}{8} = 14.99 \text{ KN.m} ; M_{ser}^J = J \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 5.504 \text{ KN/m} ; M_{ser}^G = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 7.8255 \text{ KN/m}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA} ; E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ MPA}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05b \times f_{t28}}{(2 \times b \times 3b_0)\rho} = 3.771 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.508 \text{ avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 d} = 1.09 \%$$

$$\sigma_{st} = 15(d-y) \times M_{ser} / I$$

$$Y = 4.81 \text{ cm} ; I = 856050 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st}^G = 278.25 \text{ MPA} ; \sigma_{st}^J = 195.693 \text{ MPA} ; \sigma_{st}^P = 533.059 \text{ MPA}$$

Tableau.2.10. Évaluation de la flèche dans les poutrelles

μ^G	μ^J	μ^P	$I_{fv}^G (\text{cm}^4)$	$f_{gv} (\text{mm})$	$I_{fi}^G (\text{cm}^4)$	$F_{gi} (\text{mm})$	$I_{fi}^J (\text{cm}^4)$	$F_{ji} (\text{mm})$	$I_{fi}^P (\text{cm}^4)$	$f_i^P (\text{mm})$
0.742	0.655	0.8553	23690	8.361	13223	4.993	14477	3.208	11890	10.638

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 10.798 \text{ mm} \rightarrow \Delta f > \bar{f}$ condition non vérifiée → on augmente la section du béton et des armatures

- $H_t = 24 \text{ cm} = h_{cc} + h_{DC} = 16 + 4$ nous avons augmenté la dalle de compression de 4cm a 6cm
- $A_t = 2HA10 + HA12 = 2.7 \text{ cm}^2$

Après redimensionnement des sections on trouve :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7.876 \text{ mm} \rightarrow \Delta f < \bar{f} \text{ condition vérifiée}$$

Tableau.2.11. Schémas de ferrillages des poutrelles

types	En travée	En appui de rive et intermédiaire
Etage Locaux		
Etage Courant		

2.2.1.3. Etude de la dalle de compression

- Barres perpendiculaire aux poutrelles
 $F_c=400 \text{ MPA}$ $b=1\text{m}$ $l_0=0.65\text{m}$

$$A_s = \frac{4 \times l_0}{f_e} b = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- Barres parallèle aux poutrelles

$$A = \frac{A_s}{2} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{On opte pour un TS } \varnothing 5$$

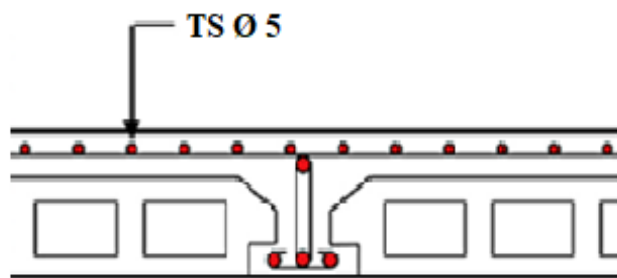


Figure.2.7. Schéma de ferrillage de la dalle de compression

2.2.1.4. Plancher en dalle pleine :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait suivant deux critères qui sont la résistance au feu ($e > 7\text{cm}$ pour une heure ou $e > 11\text{cm}$ pour deux heures ou bien $e > 14\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu) ; pour le deuxième critère qui est la résistance à la flexion dépend du nombre d'appuis de la dalle, pour une dalle sur un ou deux appuis $e \geq \frac{L_x}{20}$, sur quatre appuis $\frac{L_x}{35} < e \leq \frac{L_x}{30}$ avec $\rho < 0.4$ ou $\frac{L_x}{45} < e \leq \frac{L_x}{40}$ si $\rho > 0.4$.

Tel que : L_x la petite portée et L_y la grande portée de la dalle. Nous avons distingué quatre types des dalles qu'on a illustrés dans les tableaux ci-dessous ainsi que leurs schémas statiques.

Tableau.2.12. Épaisseur et types des dalles pleines

Dalle	Type	Épaisseur (cm)	Coupe-feu >11cm
D1	Dalle sur deux appuis (Balcon)	15	Vérifiée
D2	Dalle sur trois appuis (Balcon)	15	Vérifiée
D3	Dalle sur quatre appuis (Terrasse inaccessible)	15	Vérifiée

Tableau.2.13. Schémas statiques des dalles pleines

Types	D1	D2	D3
Schéma statique			

• Dalle sur 4 appuis (D3)

Pour la Terrasse inaccessible on calcul avec $Q = 1\text{KN/m}^2$ $G = 6.32\text{ KN/m}^2$

➤ Calcul des sollicitations :

A l'ELU $q_u = 10.032\text{ KN/m}^2$

A l'ELS $q_s = 7.32\text{KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.466 \\ v = 0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.250 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y \end{array} \right.$$

A l'ELU :

$M_{0x} = 5.91\text{ KN.m}$

$M_{0y} = 1.48\text{ KN.m}$

Moment en travée

$\{ M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 5.91 = 4.433\text{KN.m} ; M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 1.48 = 1.11\text{ KN.m}$

Moment en appuis

$$\{M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{ox} = -2.96KN.m$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

Le calcul ce fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0.15) m^2$ le diamètre ϕ des barres utilisé doit être : $\phi \leq \frac{e}{10} \leq 15 mm$

$$f_c = 400 MPA \quad f_{st} = 348 MPA \quad d = 0.13$$

Tableau.2.14. Ferrailage de la dalle D3

	L(m)	μ_{bu}	α	z	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition $A_{cal} > A_{min}$	A_{adop} (cm ²)	
En travée	Sens x-x	2.4	0.019	0.023	0.128	0.99	1.52	Non Vérifiée	HA12
	Sens y-y	5.15	0.005	0.006	0.129	0.25	1.52	Non Vérifiée	HA10
En appui		0.012	0.016	0.129	0.66	1.57	Non Vérifiée	HA10	

➤ **Vérification a l'ELU :**

Espacement :

$$\text{Sens x-x} \quad st \leq \min(3e ; 33cm) \Rightarrow st = 25cm$$

$$\text{Sens y-y} \quad st \leq \min(4e ; 45cm) \Rightarrow st = 25 cm$$

Cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{11,49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.09 MPA \quad \text{avec } v_{umax} = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} = 11.49 KN$$

$$\tau_u = 0.09 MPA < \bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{t28}}{f_e} ; 5MPa) = 3.33 MPA \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement,}$$

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 4.43 KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 1.47 KN.m \end{cases}$$

Moment en travée $\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{ox} = 3.32 KN.m \\ M_t^y = 0.75 \times M_{oy} = 1.1 N.m \end{cases}$

Moment en appuis $\{M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{ox} = -2.22 KN.m$

Vérification des contraintes dans le béton et acier :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPA \quad \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{j28}}) = 201.63 MPA$$

Tableau.2.15. Vérifications des contraintes béton et acier dans la dalle D3

D3		M_{se} (KN/m)	Y	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{st} (MPA)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	Sens x-x	3.32	4.51	11707	1.28	36.14	Vérifiée	Vérifiée
	Sens y-y	1.1	3.36	6742.6	0.55	23.64	Vérifiée	Vérifiée
En appuis		-2.22	3.36	6742.6	1.01	37.69	Vérifiée	Vérifiée

Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{lx} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Sens x-x $\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{lx} = \frac{15}{240} = 0.063 \geq \frac{3}{80} = 0.0375 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 2.42 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$

Sens y-y $\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{ly} = \frac{15}{515} = 0.029 \leq \frac{3}{80} = 0.0375 \dots\dots\dots \text{Non Verifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 2.42 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$

La deuxième condition de la flèche n'est pas vérifiée dans le sens y-y, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Évaluation de la flèche dans le sens y-y

$\Delta f \leq \bar{f}$ $l = 5.15m > 5m \rightarrow \bar{f} = \frac{515}{500} + 0.5 = 1.53cm$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$

$J = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$; $G = 6.32 \text{ KN/m}^2$; $P = G + Q = 7.32 \text{ KN/m}^2$

$M_{ser}^P = P \times \frac{l^2}{8} = 32.82 \text{ KN.m}$; $M_{ser}^J = J \times \frac{l^2}{8} = 15.75 \text{ KN/m}$; $M_{ser}^G = G \times \frac{l^2}{8} = 29.51 \text{ KN/m}$
 $I = 384481 \text{ cm}^4$; $Y = 2.52 \text{ cm}$

$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{Mj \times (d-y)}{I} = 6.44 \text{ MPA}$

$\sigma_{sG} = 15 \times \frac{MG \times (d-y)}{I} = 12.06 \text{ MPA}$

$\sigma_{sP} = 15 \times \frac{MP \times (d-y)}{I} = 13.42 \text{ MPA}$

Tableau .2.16. Évaluation de la flèche sur la dalle D3

	$I_{fv}^g (\text{cm}^4)$	$f_{gv} (\text{mm})$	$I_{fi}^g (\text{cm}^4)$	$F_{gi} (\text{m})$	$I_{fi}^J (\text{cm}^4)$	$F_{ji} (\text{mm})$	$I_{fi}^P (\text{cm}^4)$	$F_{pi} (\text{mm})$
y-y	31941	1.03	31941	0.343	31941	0.18	31941	0.382

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (1.03 - 0.18) + (0.382 - 0.343) = 0.889 \text{ mm} < 15.3 \text{ mm}$ condition vérifiée

- **Dalle sur trois appuis (D2) :** balcon en dalle pleine étage courant

$\rho = \frac{170}{468} = 0.36 < 0.4 \rightarrow e = 5 \text{ cm}$

$\rho < 0.4$ Travaille sur un seul sens travaille comme consol

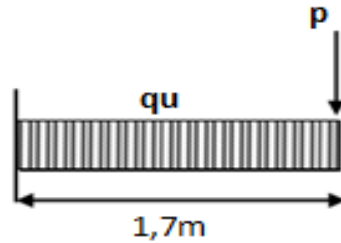


Figure .2.8. Schémas statique d'une dalle en console

1-Calcul des sollicitations pour la dalle pleine étage courant (balcon)

$G = 5.36 \text{ KN/m}^2$ $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 12.49 \text{ KN/m}$ $q_s = 8.86 \text{ KN/m}$

$H = 2.8 - 0.45 = 2.35 \text{ m}$

$p_{u,m} = 3.52 \times 2.35 \times 1.35 = 11.17 \text{ KN}$ $p_{s,m} = 9.27 \text{ KN}$

$M_u^{\max} = -\frac{q_u l^2}{2} + p_{u,m} \times L = -0.94 \text{ KN.m}$ $M_s^{\max} = -\frac{q_s l^2}{2} + p_{s,m} \times L = 2.96 \text{ KN.m}$

$V_u = q_u \times L + p_{u,m} = 32.4 \text{ KN}$

- Ferrailage

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,014 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$

$\mu_L = 0,391 > \mu_{bu} \rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})}] \rightarrow \alpha = 0,0176$

$Z = d (1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 0,129$ $A = \frac{M_u}{Z f_{st}} \Rightarrow A = 0,748 \text{ cm}^2$

- Vérification de la condition de non fragilité

$A^{\min} = 0,23 b \times d \times f_{t28} / f_c \Rightarrow A^{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$

$A < A_t^{\min}$ on ferraille avec A_{\min} on opte pour HA12

1- Armatures secondaires

$A_t = \frac{Al}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$ on opte pour HA10

$S_t \leq \min (3e ; 33)$ $S_t = 25 \text{ cm}$

- La contrainte dans le béton

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

$y = 3,059 \text{ cm}$ $I = 5,6618 \text{ cm}^2$

$\sigma_{bc} = 1,663 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ condition non vérifiée

- Vérification au cisaillement

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \rightarrow \tau_u = 0,26 \text{ MPA}$

$\bar{\tau} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$

$\bar{\tau} > \tau_u$ Condition vérifiée

- Vérification des conditions de la flèche

$\frac{h}{l} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,062$ condition vérifiée

- $\frac{As}{bd} = 0,242 > \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ condition vérifiée

- $l = 1,7 \text{ m} < 8 \text{ m}$ condition vérifiée

Tableau.2.17. Évaluation de la flèche sur la dalle D2

sens	L (m)	$M_{j\ ser}$ KN.m	$M_{g\ ser}$ KN.m	$M_{p\ ser}$ KN.m	Y(cm ²)	I(cm)
x-x	1.7	6.86	7.75	12.8	3.1	560870

Tableau.2.18. Évaluation de la flèche sur la dalle D2

	I_{fv}^g (cm ⁴)	f_{gv} (m)	I_{fi}^g (cm ⁴)	F_{gi} (m)	I_{fi}^J (cm ⁴)	F_{ji} (mm)	I_{fi}^P (cm ⁴)	F_{pi} (mm)	Δf m	f_{adm} mm	$\Delta f < f_{adm}$
x-x	24036	2.16	17283	0.998	22845	0.669	86348	3.3	3.79	6.8	Vérifiée

- Les autres types des dalles pleines sont résumés sur les tableaux suivants :
- Les dalles sur 3 appuis et 2 sont considérées comme des consoles (sur un seul appui) pour plus de sécurité.

Tableau.2.19. Calcul des sollicitations dans les différents types de dalles

types	L(m)	M ^u (KN.m)	V _u (KN)	M ^s (KN.m)
D2(sur 3appuis)	2	24.97	0.19	17.72
D1(sur 2appuis)	1.7	18.04	0.16	12.8

Tableau.2.20. Vérification des contraintes

Types	V _{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
D2	0.19	1.46<3.33	Vérifiée
D1	0.16	1.25<3.33	Vérifiée

Tableau.2.21. Calcul de ferrailage à l'ELU

Type	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D2	24.97	0.104	0.138	0.123	4.83	1.56	HA12
D1	12.8	0.075	0.098	0.125	4.14	1.57	HA12

$\bar{\sigma} = 15\text{MPa}$ $\bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa}$

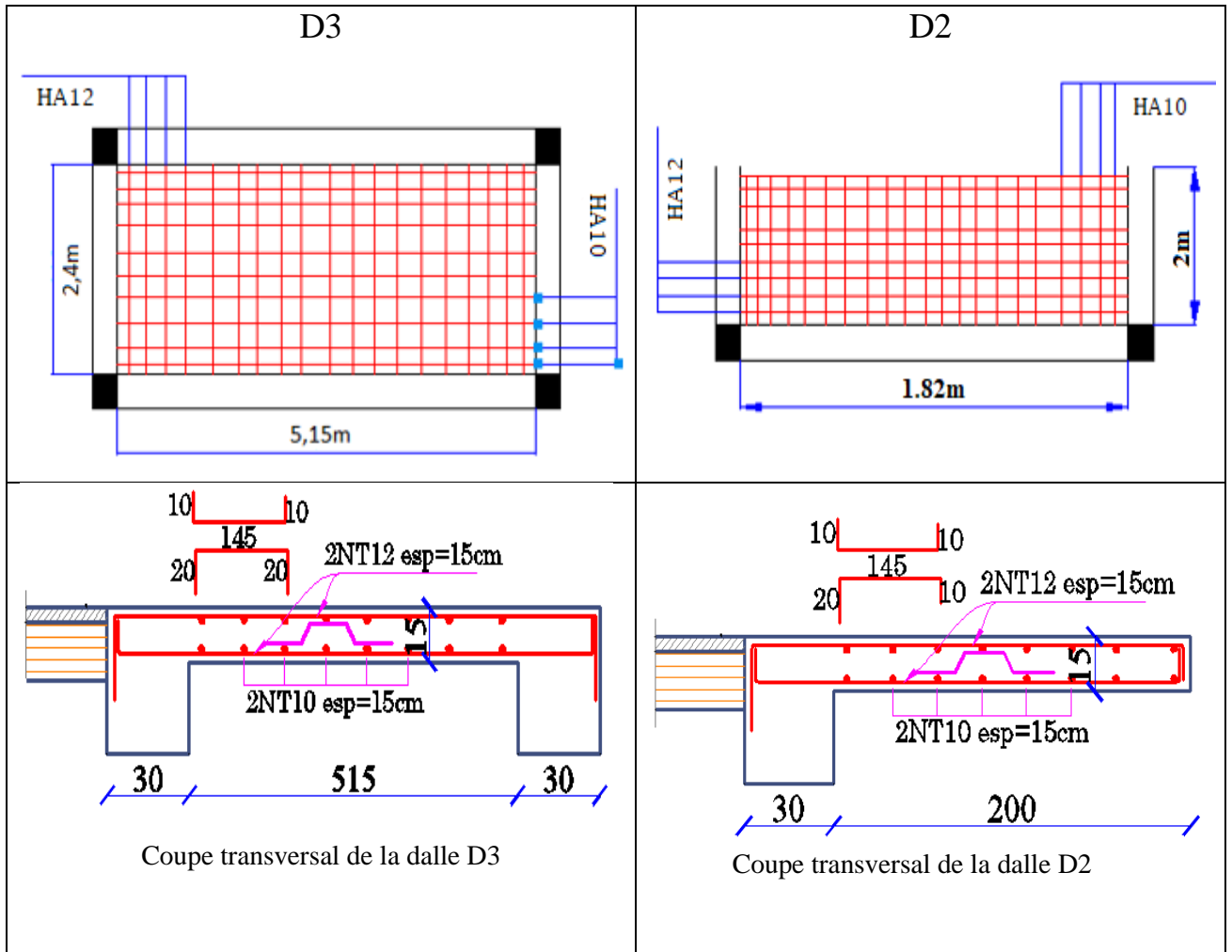
Tableau.2.22. Vérification à l'ELS

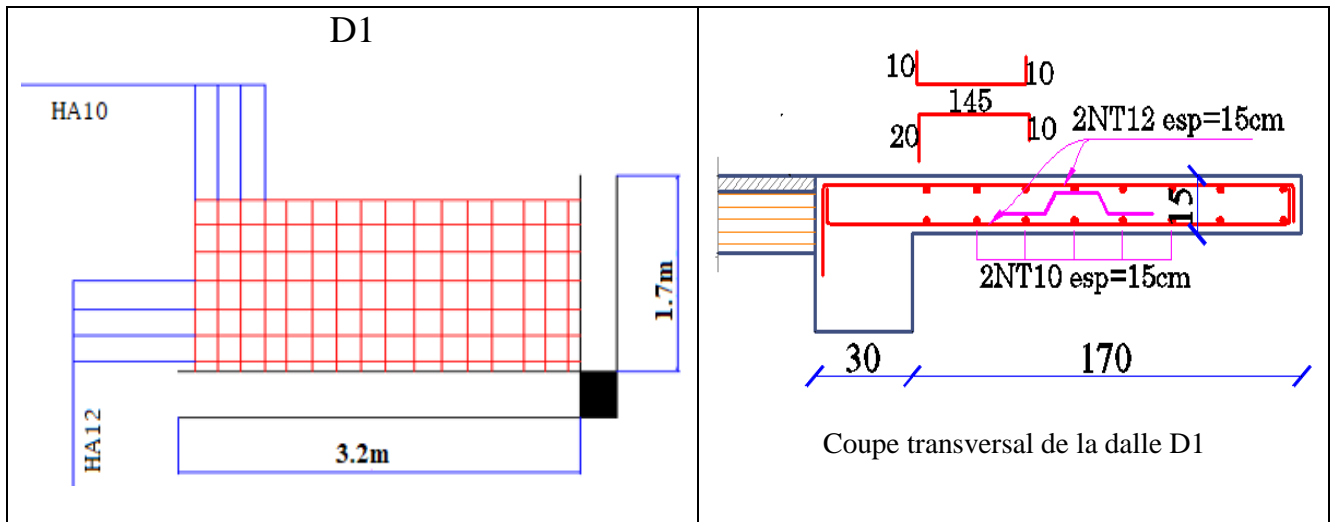
Type	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_{bc}}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{st} \leq \frac{\bar{\sigma}_{st}}{\bar{\sigma}_{st}}$ (MPa)
D2	17.72	3.36	67287	0.89	Vérifier	38.1	Vérifiée
D1	12.8	3.36	67287	0.64	Vérifier	27.51	Vérifiée

Tableau.2.23. Évaluation de la flèche dans les différents panneaux de dalles

	I_{fv}^g (cm ⁴)	f_{gv} (m)	I_{fi}^g (cm ⁴)	F_{gi} (m)	I_{fi}^J (cm ⁴)	F_{ji} (mm)	I_{fi}^P (cm ⁴)	F_{pi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
D2	20726	4.78	13257	2.49	2120	1.09	88860	6.14	7.34	8	Vérifiée
D1	26344	1.96	20118	0.86	3319	0.36	11227	2.54	3.28	6.8	Vérifiée

Tableau.2.24. Schémas de ferrailage des dalles pleines





2.2.2. Etude de l'acrotère

✓ Introduction :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastree à sa base.

Il est soumis à un effort normal dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force statique équivalente horizontale F_p donné par le RPA 99.

L'acrotère se calcul donc à la flexion composée et comme section rectangulaire.

✓ Évaluation des charges et surcharges Verticales

Pour la terrasse inaccessible

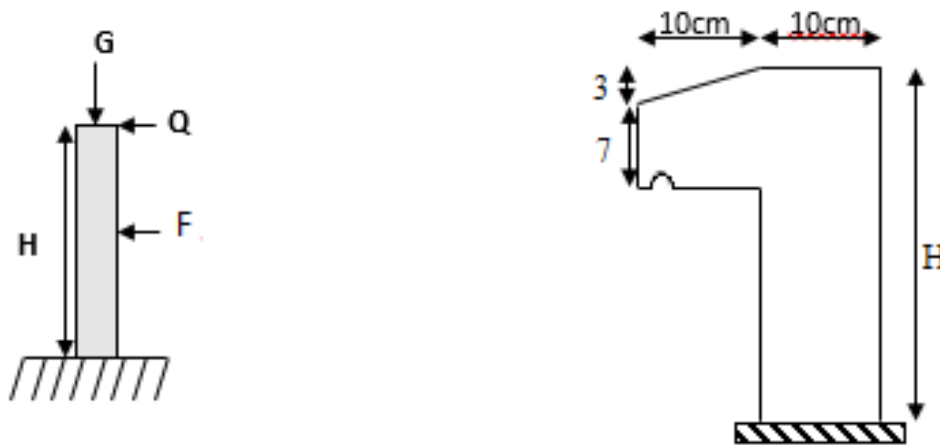


Figure.2.9 .Les Sollicitations sur l'acrotère

On prend $H= 60\text{cm}$

S : surface de l'acrotère

$$S=S_1+S_2+S_3= (0.6\times 0.1) +(0.07\times 0.1) +(0.03\times 0.1)/2$$

$$S=0.0685\text{m}^2$$

$$G_0=\gamma_b \times s=25\times 0.0685=1.713\text{k}$$

$$\text{Poids d'enduit exterieur (ciment : } e = 1.5\text{cm) : } G_1 = \rho \times e \times h=20\times 0.015\times 0.6=0.18\text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit interieur (ciment : } e = 2\text{cm) : } G_2 = \rho \times e \times h= 20\times 0.02\times 0.6=0.24\text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_t=G_0+G_1+G_2=2.13\text{ KN}$$

La charge permanente totale est estimée à $G=2.13\text{ kN}$ et la charge due à la main courante $Q=1\text{KN}$

2. Charge horizontale (charge sismique) (Fp) :

$$f_p = 4 \times A \times C_p \times w_p \dots \text{RPA99V2003 (art 6.2.3)}$$

Avec F_p : Une force horizontale due au séisme.

A : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa Bejaia)

C_p : facteur de la force horizontale donnée par le tableau 6-1 du **RPA99V2003**

W_p = poids propre de l'acrotère.

$$A = 0.15 ; C_p = 0.8, w_p = 2.13$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 = 1.02 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité

$$x_g = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_g = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$X_G = \frac{(60 \times 10) \times 5 + (7 \times 10) \times 15 + (10 \times 3) / 2 \times (10 + 3.33)}{(60 \times 10) + (7 \times 10) + (3 \times 10) / 2} \Rightarrow X_G = 6.20 \text{ cm} = 0.062 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{(60 \times 10) \times 30 + (7 \times 10) \times 53.5 + \frac{(10 \times 3)}{2} \times 53}{(60 \times 10) + (10 \times 7) + \frac{(10 \times 3)}{2}} \Rightarrow Y_G = 33.01 \text{ cm} = 0.33 \text{ m}$$

Moment engendré par les efforts normaux L'acrotère est soumis à

$$N_G = 2.13 \text{ KN/ml} ; M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} ; M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$F_p = 1.02 \text{ KN} ; M = F_p \times y_i = 1.02 \times 0.3301 = 0.336 \text{ kN.m}$$

Tableau.2.25. Différentes combinaisons d'actions.

Sollicitation	ELA	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1.35×G + 1.5×Q	G+Q
N (KN)	2.13	2.87	2.13
M (KN)	0.935	0.9	0.6
excentricité (m)	0.44	0.31	0.28

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

$e_0 > \frac{H}{6}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est effort de compression donc la section est entièrement comprimée.

Le Calcul se fera par assimilation à la flexion avec un moment $M_{ua} = N_u \times e$, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Nous allons remplacer l'excentricité réelle

$$e = \frac{M_0}{N_u} \text{ par une excentricité totale du calcul. } e = e_0 + e_a + e_2$$

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.06} = 0$$

$$l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

l_f : longueur de flambement

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{0.1 \times 10^4} = 0.00864 \text{ m}$$

D'où : $e=0.31+0.02+0.00864=0.338m$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$NU = 2.87 \text{ KN} ; MU = NU \times e = 2.86 \times 0.338 = 0.967 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage**

Calcul à L'ELU

$h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous

l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

$$M_{uA} = 0.967 + 2.961(0.07 - \frac{0.1}{2}) = 1.024 \text{ KN}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.015 < u_l = 0.392 \text{ d'où : } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.018$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.07 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \cdot f_{st}} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{0.07 \times 348} = 0.42 \text{ m}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{z \cdot f_{st}} = 0.42 \times 10^{-4} - \frac{2.86 \times 10^{-3}}{348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à L'ELU**

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

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2 > A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Armatures de répartition } A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ T8 (2.01 cm}^2/\text{ml)}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principales : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Vérification du cisaillement :**

On doit vérifier si

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1.02 = 2.02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.03 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 3 \text{ mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.029 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de l'adhérence (BAEL91 Article. A.6.1, 21)**

$$\text{Il faut que } \tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} ; \tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i) , \Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow$$

$$\Sigma \mu_i = 100.48 \text{ cm} \text{ et } \tau_{se} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 0.10048) \Rightarrow \tau_{se} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} . \text{ Donc c'est vérifié}$$

✓ **Vérification à L'ELS**

$d = 0.07 \text{ m} ; N_{ser} = 2.13 \text{ KN} ; \eta = 1.6$ pour les HA

$$M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

• **Position de l'axe neutre**

$C = d - e_A$ tel que e_A : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2)$$

$$e_1 = (0.6/2.13) + (0.07 - 0.1/2) = 0.3 \text{ m.}$$

$e_A > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section

$$c = 0.07 - 0.3 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m.}$$

$$y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(a)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c)^2 / b$$

$$\begin{cases} P = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.23)}{1} = -0.153 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0.23)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.23)^2}{1} = 0.023 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Nous avons remplacé "q" et "p" dans (a)

Donc on trouve : $y_c = 0.233 \Rightarrow y_{ser} = 0.003 \text{ m.}$

• **Calcul des contraintes**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = \frac{1}{2} (0.003)^2 - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.07 - 0.003) = 1.97 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{1.97 \times 10^{-4}} \times 0.003 = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 10.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa (FN)} \end{cases}$$

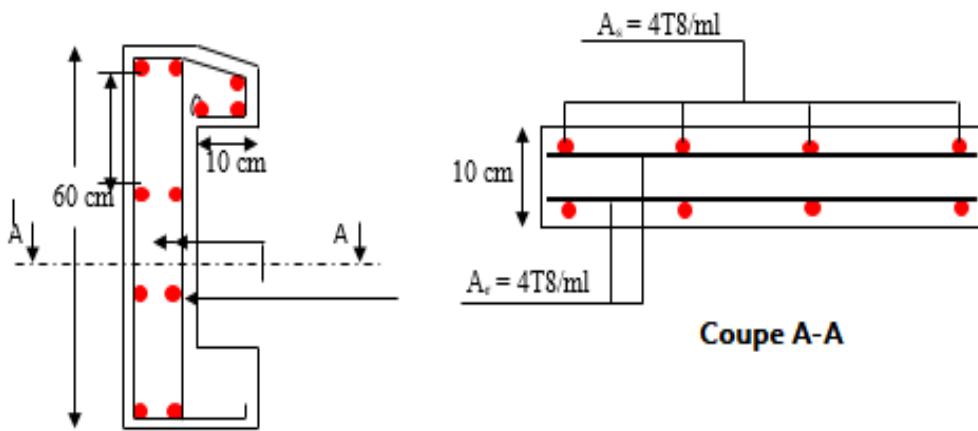


Figure.2.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère

2.2.3. Étude de l'escalier principale :

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structures servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étage

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

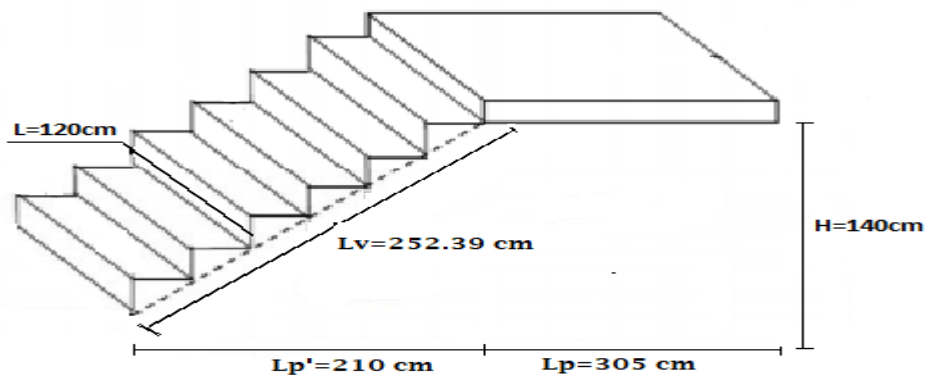


Figure.2.11. Schéma de l'escalier

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

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

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n-1$: Nombre de marche

L : longueur de la volée

n : nombre de contre marche

$$\text{tg } \alpha = \frac{140}{210} \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

On a : $16 < h < 18$

$$h = 17.5\text{cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{140}{17.5} = 8$$

$$60 \leq 2 \times 17.5 + 30 \leq 65$$

$$60 \leq 65 \leq 65 \text{ verifier}$$

$$g = 30\text{cm} \quad h = 17.5\text{cm} \quad L_v = 252.39\text{cm} \quad L_p = 305\text{cm} \quad L = 120\text{cm}$$

-Épaisseur :

$$L = L_v + L_p = 305 + 253.39 = 558.39\text{cm}$$

$$\frac{558.39}{30} \leq e \leq \frac{558.39}{20}$$

$$18.61 \leq e \leq 27.92 \quad e = 20\text{cm}$$

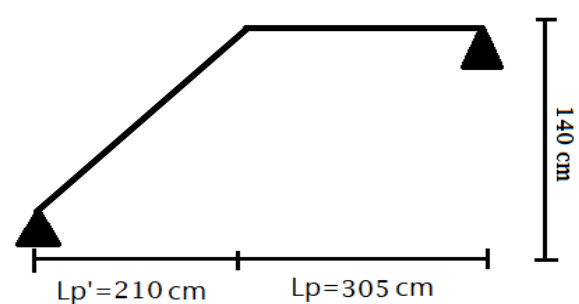
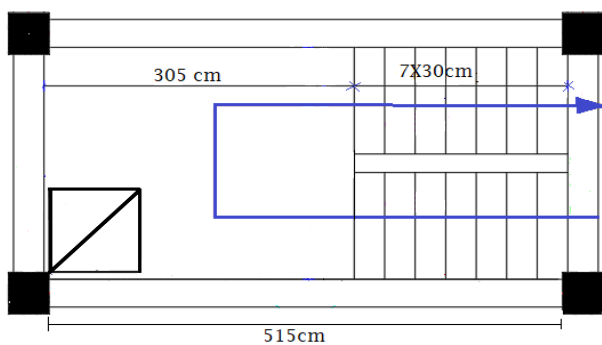


Figure.2.12. vu en plan et schémas de l'escalier principal

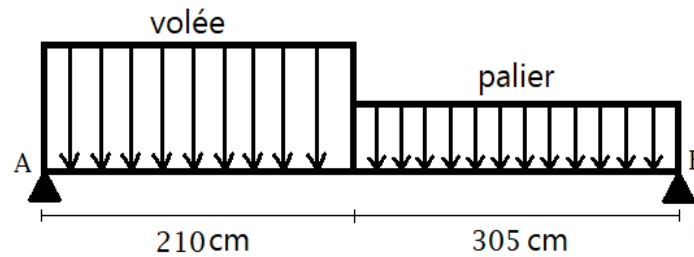


Figure.2.13. Schéma statique de l'escalier

Tableau.2.26. Évaluation des charges sur l'escalier

	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Pu(KN/m ²)	Ps(KN/m ²)
Palier	6.07	2.5	11.94	8.57
Volée	8.88	2.5	15.74	11.38

Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, nous avons :

$$\text{ELU : } \begin{cases} R_a = 37.74 \text{ KN} \\ R_b = 32.87 \text{ KN} \\ V_{\max} = 37.74 \text{ KN} \\ M_{\max}^u = 45.24 \text{ KN.m} \end{cases}
 \quad
 \text{ELS : } \begin{cases} R_a = 27.24 \text{ KN} \\ R_b = 23.64 \text{ KN} \\ M_{\max}^u = 32.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travée et en appuis :

$$M_{tu} = 0,75M_{0u} = 0,75 \times 45,24 = 33,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0,5 M_{0u} = -0,5 \times 45,24 = -22,62 \text{ KN.m}$$

Tableau.2.27. les sollicitations dans l'escalier.

Etats limite	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	Vu(KN)
ELU	45.24	-22.62	33.93	37.74
ELS	32.60	-16.30	24.45	

Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{\max} . Pour une section $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$; de même pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{\max} .

✓ À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h)$ Avec :

$$b = 100\text{cm} \quad h = 20\text{cm} \quad d = 17\text{cm}$$

Les calculs du Ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.2.28. Ferrailage de l'escalier

Position	M _t (KN.m)	μ _{bu}	A	z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)
En travée	33.93	0.083	0.108	0.163	5.99	2.05	HA12
En appuis	-22.62	0.055	0.071	0.165	3.93	2.05	HA10

A^{min} > A^{calculé} donc nous avons ferrailer avec le A^{min}

Armatures de répartitions :

✓ **En travée** : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \frac{cm^2}{ml}$ on opt 4HA10 = 3.14cm²/ml

✓ **En Appuis** : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \frac{cm^2}{ml}$ on opt 4HA10 = 3.14cm²/ml

Espacement :

S_t ≤ 100 /4 = 25cm

(Les armatures principales)

S_t ≤ 100 /4 = 25cm

(Les armatures de répartition)

Vérification à L'Elu :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 mpa \right) = 3.33 mpa$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd}, V_u^{max} = 37.74 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{37.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.22 MPa$$

$$\tau_u = 0.22 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \Rightarrow \text{La condition vérifier}$$

Vérification des armatures longitudinales cisaillement

$$A > (v_u + \frac{MU}{0.9 \times d} \times \frac{Y_s}{f_e}) = (37.74 \times 10^{-3} + \frac{33.93 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.17} \times \frac{1.15}{400}) = 0.056 cm^2$$

Vérification à L'ElS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

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

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.2.29. Vérification des contraintes à l'ELS

	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (mpa)	σ _{bc} (mpa)	Observation
travée	24.45	0.049	1.883×10 ⁻⁴	15	6.36	Vérifiée
Appui	16.30	0.039	1.209×10 ⁻⁴	15	5.29	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas Vérifiée :

- 1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{20M0}\right) \times L \Leftrightarrow e=25 \text{ cm} < 32.19 \text{ cm} \dots\dots\dots$ non vérifiée
- 2) $A \leq \frac{4.2b.d}{f_e} \Leftrightarrow 6.79\text{cm}^2 < 17.85\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée
- 3) $L=5.15\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

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

Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et P/

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

- En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Tableau.2.30. évaluation de la flèche

	Volée	palier
J(KN/m)	5.79	5.00
G(KN/m)	8.88	6.07
P(KN/m)	11.38	8.57

Sous g : $M_{st}^g=20.71 \text{ KN.m}$

Sous j : $M_{us}^j=15.07 \text{ KN.m}$

Sous p : $M_{st}^p=27.71 \text{ KN.m}$

$$\rho=0.399\% \quad \begin{cases} \lambda_i = 5.25 \\ \lambda_v = 2.10 \end{cases}$$

$$I_0=338324 \quad \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPA} \\ E_i = 32456.59 \text{ MPA} \end{cases}$$

Calcul des σ_{st} : $\sigma_{st}^g=198.74 \text{ MPA}$; $\sigma_{st}^j=144.61 \text{ MPA}$; $\sigma_{st}^p=265.91\text{MPA}$

Calcul des μ : $\mu_g=0.303$; $\mu_j=0.167$; $\mu_p=0.421$

Calcul des moments d'inertie et la flèches :

Sous g : $I_{fi}=143422\text{cm}^2$; $I_{fv}=227211\text{cm}^2$

Sous j : $I_{fi}=198302\text{cm}^2$; $I_{fv}=275532\text{cm}^2$

Sous p : $I_{fi}=115791\text{cm}^2$; $I_{fv}=197367\text{cm}^2$

Calcul des f :

$f_{gi}(\text{mm})=1.18\text{m}$

$f_{pi}(\text{mm})=1.96\text{m}$

$f_{gv}(\text{mm})=2.23\text{m}$

$f_{ij}(\text{mm})=0.62\text{m}$

$\Delta f = 2.39\text{mm} < \bar{f}=5.15 \text{ mm} \Rightarrow$ la flèches est vérifiée

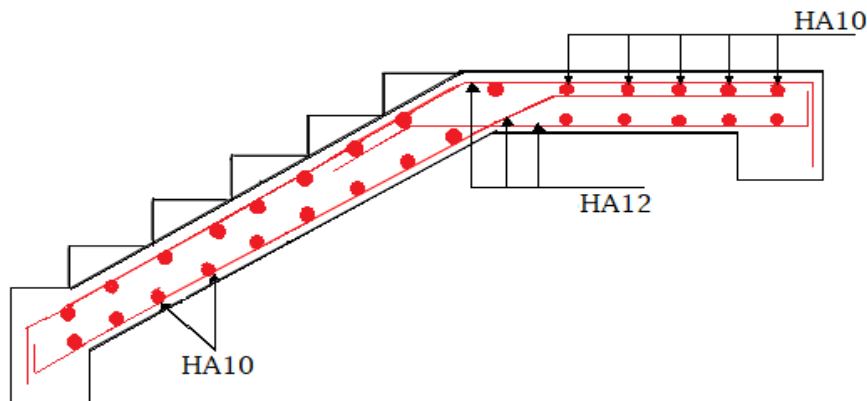


Figure.2.14. Schémas de ferrailage d'escalier principal

II.9. Poutre palière :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions du palier.

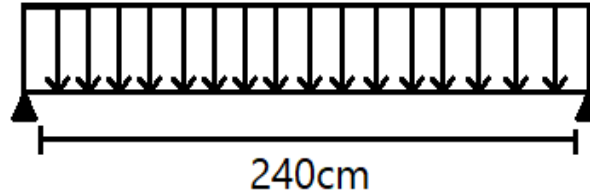


Figure.2.15. schémas statique de la poutre palière

2.9.1. Dimensionnement :

D’après la condition de la flèche le RPA99/2003 exige que :

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h/b < 4$

on prend : $\begin{cases} h = 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

2.9.2. Calcul de la poutre palière :

- ✓ **Charge revenant à la poutre palière :**
- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 * 0.30 * 25 = 2.25 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Charge revenant à l’escalier : $\begin{cases} ELU: R_b = 32.87 \text{ KN/ml.} \\ ELS: R_b = 23.64 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Alors : $\begin{cases} q_u = (1.35 \times 2.25) + 37.74 = 40.78 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.25 + 27.24 = 29.49 \text{ KN/ml} \end{cases}$

$$M^{max} = \frac{ql^2}{8} , \quad V^{max} = \frac{q * l}{2}$$

$M^{max} = 25.84 \text{ KN.m} \quad V^{max} = 43.08 \text{ KN.m}$

ELU : $\begin{cases} \text{en travée} \Rightarrow M_u = 0.85 M^{max} = 21.96 \text{ KN.m} \\ \text{aux appuis} \Rightarrow M_a = -0.5 M^{max} = -15.54 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

Le calcul a donné les résultats suivants :

Tableau.2.31. Ferraillage de la poutre palière

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	Pivot	α	Z(m)	Acalculé (cm ²)	A _s adopté(cm ²)
travée	21.96	0.071	A	0.092	0.260	2.42	0.98
appuis	-15.54	0.050	A	0.060	0.263	1.69	0.98

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{bd} = \frac{43.08 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.53 \text{ MPA}$$

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

$\tau_u = 0.53 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_b \times \frac{l}{2} = -22.62 \times \frac{2.4}{2} = -27.14 \text{ KN.m}$$

Avec M_B : Moment en appui (B)

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \quad \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière

Armatures longitudinales :

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega f_{st}} = \frac{27.14 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0625 \times 348} = 7.49 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{27.14 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 4.34 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{tot} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \tau_{tot} = \sqrt{0.53^2 + 4.34^2} = 4.37 \text{ MPa}$$

Ce qui donne: $\tau_{tot} = 4.37 \text{ Mpa} \geq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition non vérifiée

Donc nous avons augmenté la section de la poutre

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{bd} = \frac{43.08 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 705 \text{ cm}^2$$

$$U = 2(b+h) = 130 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{27.14 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0705 \times 0.0583} = 3.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{tot} = \sqrt{0.40^2 + 3.3^2} = 3.32 \text{ MPa}$$

Ce qui donne: $\tau_{tot} = 3.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{TRANS}

$$A_{TRANS} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{TRANS} \geq 0.45 \text{ m}^2$$

$$A_{TRANS} \geq \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.53 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.014 \text{ cm}^2$$

$$A_{TRANS} = \max(0.45 \text{ cm}^2 ; -0.014 \text{ cm}^2)$$

Donc on prend $A_{TRANS} = 0.45 \text{ cm}^2$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2\Omega f_{st}} = \frac{27.14 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0705 \times 348} = 0.829 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \Omega f_{st}} = \frac{27.14 \times 10^{-3} \times 1.3}{2 \times 0.0705 \times 348} = 7.19 \text{ cm}^2$$

Ferrailage globale :

En travée : $A_{st} = 2.42 + \frac{7.19}{2} = 6.02 \text{ cm}^2$

Soit : 2HA14+3HA12=6.47cm²

En appui : $A_{sa} = 1.69 + \frac{7.19}{2} = 5.29 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA12=5.65cm²

Armature transversales :

$A_{trans} = 0.45 + 0.829 = 1.29 \text{ cm}^2$

Soit : 4Φ8=2.01cm² (1 cadre + 1 étrier)

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

$q_s = g_0 + R_B = 2.25 + 23.64 = 25.89 \text{ KN/m}$

$M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 18.64 \text{ KN /m}$

$M_{tu} = 0.85 \times M_0 = 15.84 \text{ KN.m}$

$M_{au} = -0.5 \times M_0 = -9.32 \text{ kN.m}$

Tableau.2.32. Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}	Y(cm)	I(m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	15.84	7.59	25465.5	4.72	15	vérifier
En appuis	-9.32	6.29	17757.8	3.30	15	vérifier

Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas Vérifiées :

1) $h \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}) \times L \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

2) $A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 2.42 \text{ cm}^2 \leq 10.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

3) $L = 2.4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

•En appuis

• En travée

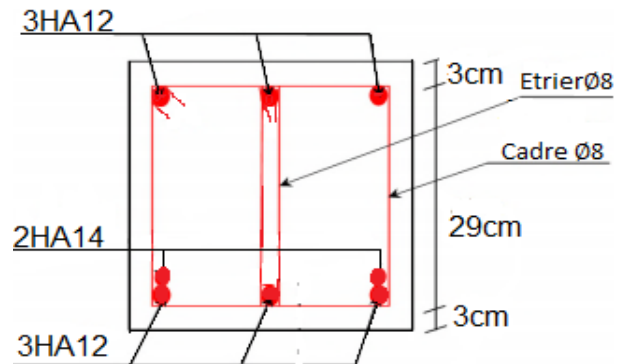
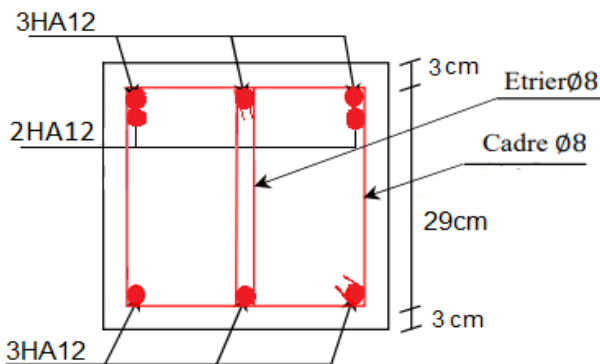


Figure.2.16. Ferrailage de la poutre palier

2.2.4. Étude de l'escalier hélicoïdal L'escalier hélicoïdal a noyau central est un type particulier, le paillasse hélicoïdal prend appui sur le contour circulaire (maçonnerie ou poutraison). Cela signifie qu'il prend très peu d'espace et peut même être utilisé dans des pièces plus petites.

- Pour l'étage sous-sol H= 306 cm nous avons fixé la contre marche h=17cm

$$n = H/h = 18 \text{ contre marches } n = 17 \text{ marches}$$

$$60 \text{ cm} < 2h+G < 64 \text{ cm} \quad 26 < G < 30 \quad G=30\text{cm avec } \alpha = 15^\circ$$

- Pour l'étage commerce H=280 cm nous avons fixé la contre marche h=17.5 cm

$$n = \frac{280}{17,5} = 16 \text{ contre marches } n = 15 \text{ marches}$$

$$60 \text{ cm} < 2h+G < 64 \text{ cm} \quad 25 < G < 29 \quad G=28\text{cm avec } \alpha = 12^\circ$$

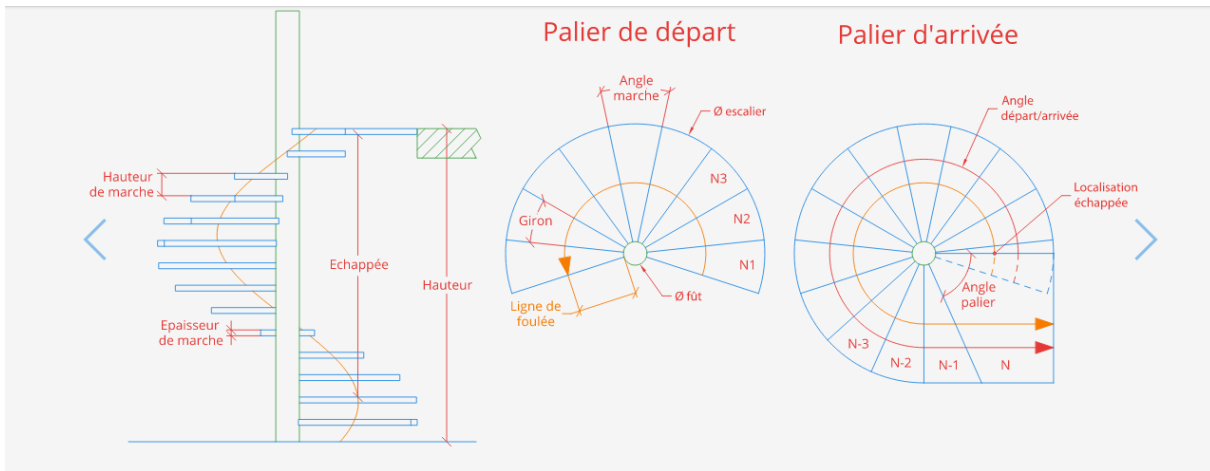


Figure.2.17. Escalier hélicoïdale a noyaux centrale

-Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait en console venant prendre appui sur le noyau central

$$G=7.2\text{KN /m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$q_u=(1.355G+1.5Q)1\text{ml} = 13.47\text{KN/m}$$

$$q_s=(G+Q)1\text{ml} = 9.7 \text{ KN/m}$$

$$m_{\text{max}}^u = -\frac{q_u l^2}{2} = -11,482 \text{ KN.m} \quad ; \quad m_{\text{max}}^s = -\frac{q_s l^2}{2} = 8.196\text{N.m}$$

$$V_u = -q_u l = 17.511 \text{ KN}$$

-Ferrailage :

Armatures principales

$$b=30 \text{ cm} \quad d=17-2= 15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.119 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_L = 0.391 > \mu_{bu} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - (2 \cdot \mu_{bu})}] \rightarrow \alpha = 0.16$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 0.14$$

$$A = \frac{M_u}{z f_{st}} \Rightarrow A = 2.418\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.12bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,54 \text{ cm}^2$$

A > A_{min} on ferraille avec A= 2.417 cm²

On prend 3HA12 =3.39 cm²

Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_{ll}}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{on opte pour 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min (3e ; 33) \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$y = 3.059 \text{ cm} \quad I = 5.6618 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 7.381 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{\tau_u}{bd} \rightarrow \tau_u = 0.389 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{y_b}; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} > \tau_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau.2.33. Évaluation de la flèche sur l’escalier hélicoïdale

L (m)	M _{J ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (mm)	F _{adm} (mm)	Observation
1,3	3.59	6.08	8.196	2.31	5.3	Vérifiée

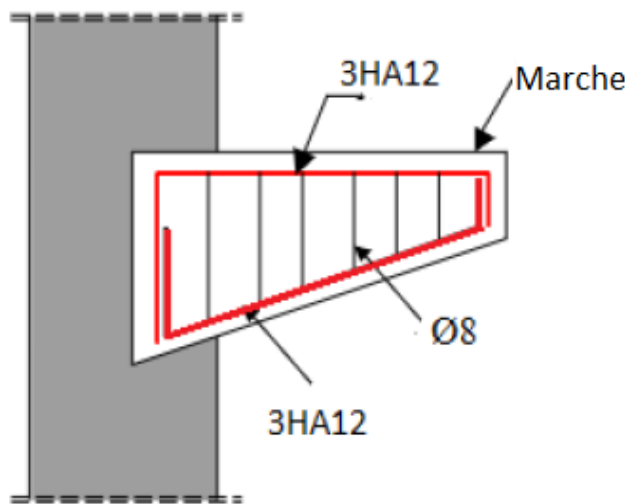


Figure.2.18. Schémas de ferrailage de l’escalier hélicoïdal

2.2.5. Etude de l’ascenseur :

Un ascenseur peut se définir comme un appareil élévateur vertical destiné au transport des personnes, des marchandises ou des charges entre différents étages d’un immeuble. Il comporte une cabine, qui se déplace le long d’une glissière verticale entraînée par un moteur électrique à l’aide d’un câble métallique.

L’ascenseur que nous allons étudier est destiné au transportes des personnes :

Les caractéristiques de l’ascenseur :

On adopte pour un ascenseur de 6 personnes, ses

L_y = 150 cm : Longueur de l’ascenseur

L_x = 130 cm : Largeur de l’ascenseur

H = 220 cm : Hauteur de l'ascenseur
 Fc= 145 KN : Charge due à la cuvette.
 Dm=51 KN : Charge due à la salle des machines.
 Pm = 15 KN : Charge due à l'ascenseur.
 Pp = 6.3KN : la charge nominale.
 V=1.6m/s :la vitesse.

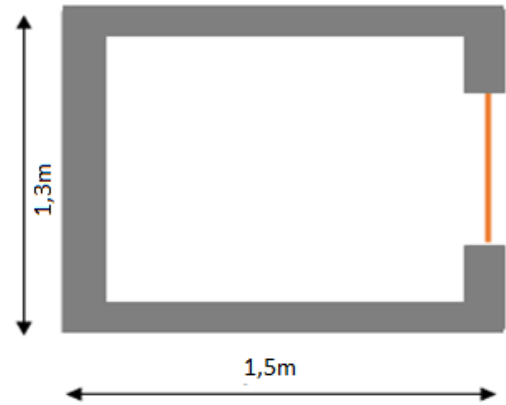


Figure.2.19. Cage d'ascenseur

➤ **Etude de la dalle de l'ascenseur**

L'ascenseur contient deux dalles l'une se retrouve au-dessous qui doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle, et l'autre se situe à la partie supérieure de l'ascenseur qui supporte une charge concentré q appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle. Avec a_0, b_0 surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse, u, v les dimensions de la surface du rectangle d'impact de la charge p ; a_0 et u : dimensions suivant x-x ; b_0 et v dimensions suivant y-y.

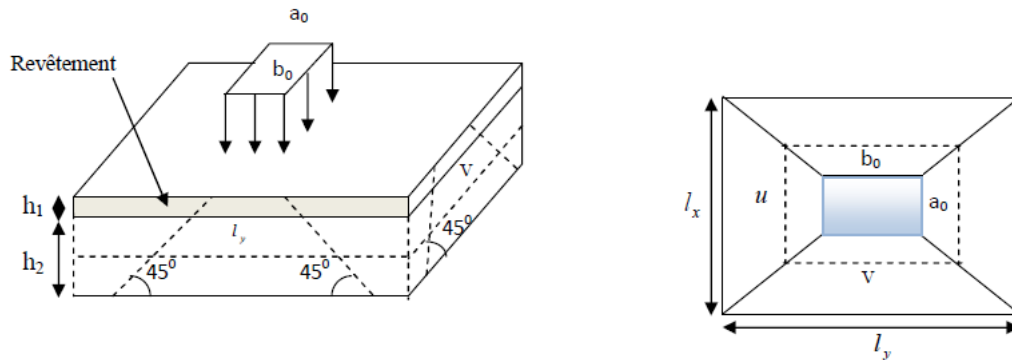


Figure .2.20. Schéma représente de la dalle d'ascenseur la surface d'impact

On a : $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ pour $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases}$

h_1 : Épaisseur de revêtement sur la dalle = 5cm,

h_0 : Épaisseur de la dalle

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement. On a un revêtement en béton donc= 1

$\{u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm} ; v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm}$

Evaluation des charges :

$P = Dm + Pm + Pp = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

Calcul des sollicitations

ELU $P_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.61 \text{ KN} \Rightarrow q_u = \frac{p}{a_0 \times b_0} = \frac{97.61}{1.5 \times 1.6} = 40.67 \text{ KN/m}^2$

Calcul des moments. Moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + vM_2) \times u \times v \\ M_{y2} = q_u \times (M_2 + vM_1) \times u \times v \end{cases}$$

M1 est en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{180}{130} = 1.38$, M2 est en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{190}{250} = 0.7$ tel que

$v = 0$ à l'ELU

On trouve : $M1=0.054KN.m$ et $M2=0.043KN.m$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \times u \times v \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \times u \times v \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 0.054 \times 40,67 \times 1.8 \times 1.9 = 7.51 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 0.043 \times 40,67 \times 1.8 \times 1.9 = 5.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments due au poids propre de la dalle $q_u=1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1 = 9.93 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \rho = 0.61 \\ u = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 1.36 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{ox} \times \mu_y = 0.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 7.51 + 1.36 = 8.87 \text{ KN.m}, M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 5.98 + 0.42 = 6.4 \text{ KN.m}$$

Moment en travée $\begin{cases} M_t^x = 0,75 * M_{0x} = 0,75 \times 8,87 = 6.65 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 * M_{0y} = 0,75 \times 6,4 = 4.8 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_{0x} = - 3.548 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Ferraillage** : le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $dx=18\text{cm}$ et $dy =17\text{cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant
 $f_{bu}=14.2 \text{ MPA}$ $f_{st}=348 \text{ MPA}$

Tableau.2.34. Ferraillage de la dalle supérieure d'ascenseur.

Sens	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	
travée	x-x	6.65	0.0144	0.0181	0.179	1.07
	y-y	4.8	0.012	0.015	0.169	0.8
Appui	3.548	0.008	0.01	0.179	0.6	

Vérification à l'ELU : Condition de non fragilité, Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité

Tableau.2.35. Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Acal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Observation	Aadop(cm ² /ml)
Travée	x-x	1.07	Non vérifiée	4HA10 = 3.14
	y-y	0.8	Non vérifiée	4HA10 = 3.14
Appui	0.6	2.05	Non vérifiée	4HA10 = 3.14

Espacements Sens x-x': $St < \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow St = 100/3 = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Sens y-y': $St < \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow St = 100/3 = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant** : Sous charge concentrée : avec $a_0 < b_0$

$$V_{\max} = V_x = \frac{Pu}{3a_0 \times b_0} \text{ si } a_0 > b_0 ; V_x = \frac{Pu}{3b_0} \text{ si } a_0 \leq b_0 \Rightarrow V_x = \frac{97,61}{3 \times 1,60} = 20.34 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{20,34}{1 \times 0,18} = 0.112 \text{ MPa}, \quad \bar{\tau} = (0.07 \times f_c 28) / 1.5 = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow$$

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

Vérification à l'ELS : $P_s = p = 72.3 \text{ KN}$, $q_s = \frac{p}{a_0 \times b_0} = \frac{72.3}{1.5 \times 1.6} = 30.125 \text{ KN/m}^2$

Calcul des moments ; Moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage $\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + vM_2) \times q_s \times u \times v \\ M_{y2} = (M_2 + vM_1) \times q_s \times u \times v \end{cases}$

$v = 0.2$ à l'ELS \Rightarrow En se référant à l'Annexe (B), on trouve : $M1=0.054KN.m$ et $M2=0.043KN.m$

$$\begin{cases} M_{x1} = (0.054 + 0.2 \times 0.043) \times 30,125 \times 1.8 \times 1.9 = 6.449 \text{KN.m} \\ M_{y1} = (0.043 + 0.2 \times 0.054) \times 30,125 \times 1.8 \times 1.9 = 5.54 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments due au poids propre de la dalle, $q_s = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ KN}$

$$\{\rho = 0.61; \nu = 0.2 \Rightarrow \{\mu_x = 0.0857; \mu_y = 0.4781$$

$$\Rightarrow \{M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 1.59 \text{KN.m} \quad M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.76 \text{KN.m}$$

• **Superposition des moments** : Les moments agissants sur la dalle sont

$$\{M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 14.83 + 1.59 = 16.42 \text{KN.m} ; M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 12.75 + 0.76 = 13.51 \text{KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 16.42 = 13.96 \text{KN.m} ; M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 13.51 = 11.48 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis } \{M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_{ox} = -5.58 \text{KN.m}$$

• **Vérification des contraintes** état limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2 ; \quad \frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 Ad = 0, \quad \text{on aura "y".}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes

Tableau.2.36. Vérification des contraintes dans le béton.

	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	
En travée	xx	13.96	3.55	10012	4.96	15	Vérifiée
	yy	11.48	3.55	10012	4.08	15	Vérifiée
En appuis	5.58	3.55	10012	1.98	15	Vérifiée	

• **État limite d'ouverture des fissures** : $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \sigma_{bc} \frac{(d-y)}{y} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Le tableau suivant résume la vérification des contraintes

Tableau.2.37. : Vérification des contraintes dans l'acier.

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (Cm4)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation	
En travée	xx	13.96	3.55	10012	281.13	201.64	Non Vérifiée
	yy	11.48	3.55	10012	231.19	201.64	Non Vérifiée
En appuis	5.58	3.55	10012	112.37	201.64	Vérifiée	

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ La condition n'est pas vérifiée donc il faut recalculer la section d'armature à l'ELS

Sens x-x $\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.01396}{1 \times (0.18)^2 \times 201.64} = 0.00213 ; \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$ → par tâtonnement on trouve $\alpha = 0.23$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = 4.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On adopte : 4HA12 ⇒ $A_{adop} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Sens y-y $\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{11.48 \times 10^{-3}}{1 \times (0.17)^2 \times 201.64} = 0.00197 ; \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$ → par tâtonnement on trouve $\alpha = 0.222$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On adopte : 5HA10 ⇒ $A_{adop} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

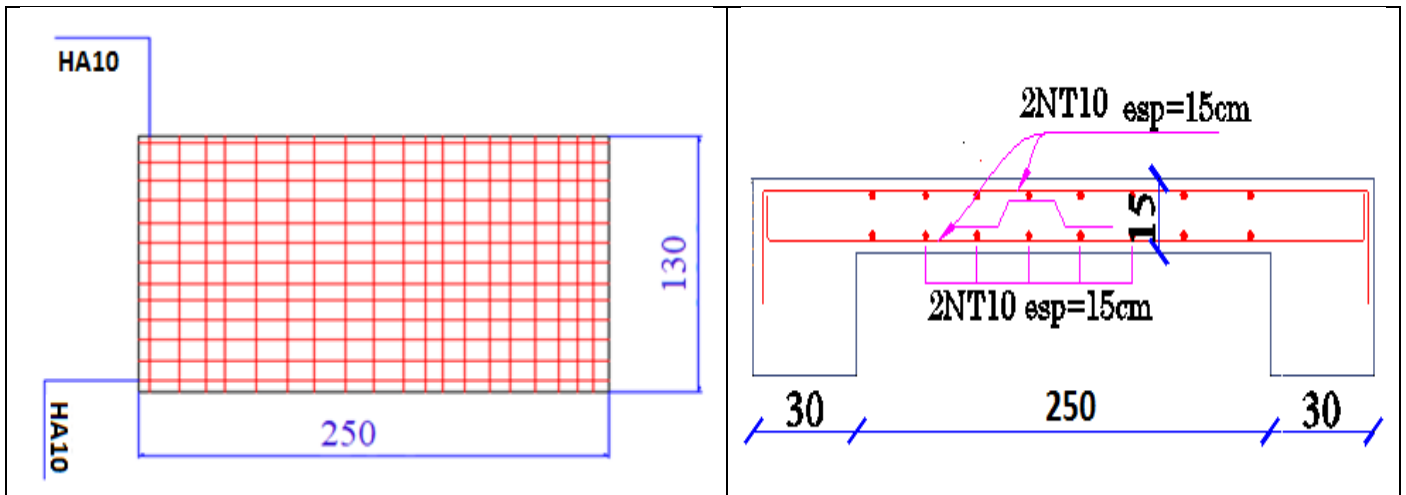


Figure .2.21 : schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur

2. 3. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

2. 3.1. Les poutres

Les poutres sont dimensionnées par le critère de rigidité :

Selon les règles ‘RPA 99V2003 les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

- b ≥ 20cm

- h ≥ 30cm

-h/b < 4

A- poutre principale (porteuses) :

1)-Critère de rigidité : « BAEL91 »

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{max} = 5.15 \text{ m}$$

Soit : 34.33cm ≤ h ≤ 51.5cm

On prend h = 45cm

b= 30cm

Soit une poutre de section (bxh) = (30x45) cm².

2)- Conditions du R.P.A99

b=30cm > 20cm vérifiée

h=45cm > 30cm vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.67 < 4$ vérifiée

B- poutres secondaires :

1)-Critère de rigidité : « BAEL91 »

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{max} = 3.80 \text{ m}$$

Soit : 25.33cm ≤ h ≤ 38cm

On prend h = 35cm

b= 30cm

Soit une poutre de section (bxh) = (30x35) cm².

2)- Conditions du R.P.A99

$b=30\text{cm} > 20\text{cm}$ Vérifiée

$h=35\text{cm} > 30\text{cm}$Vérifiée

$\frac{h}{b}=1 < 4$Vérifiée

2. 3.2. Les voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces dernier. Ils sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de R.P.A 99 V2003, P 56

$L \geq 4 a$

$a \geq \frac{h_e}{20}$

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

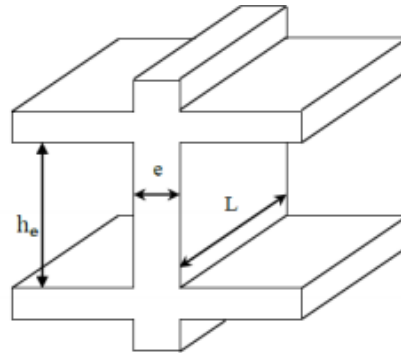


Figure 2.22. : Dimension du voile

La condition de rigidité

$e \geq \frac{h_e}{20}$ Avec $h_e = h - h_p$

➤ Pour sous-sol :

$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$

$e \geq \frac{271}{20} \Rightarrow e \geq 13.55$

➤ Pour RDC et étages

$h_e = 280 - 35 = 245 \text{ cm}$

$e \geq \frac{245}{20} \Rightarrow e \geq 12.25$

$h_e = 240 - 35 = 205 \text{ cm}$

$e \geq \frac{205}{20} \Rightarrow e \geq 10.25 \text{ cm}$

Nous avons optez pour les voiles :

Voiles de contreventement $e = 20 \text{ cm}$

Voile périphériques $e = 20 \text{ cm}$

2. 3.3. Les poteaux :

Un poteau est un élément vertical en béton arme rectangulaire ou circulaire. Il est destiné à transmettre les charges gravitées de la structure ou fondation.

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple à l'ELU

Selon le RPA99 (art 7.4.1) les dimensions de la section transversale doivent satisfaire les conditions suivantes :

-min (b ; h) $\geq 25 \text{ cm}$

-min (b ; h) $\geq h_e / 20$ en zone IIa pour le poteau rectangulaire

- $1/4 < b / h < 4$

- $D \geq 30 \text{ cm}$ en zone IIa pour le poteau circulaire

- $D \geq h_e / 15$

Tel que :

He : hauteur libre de l'étage pour notre projet on a

He=3.06-0.45=2.61 m pour le sous sol

He = 2.8-0.45=2.35m pour les locaux et les étages courants

He=2.4-0.45=1.95m pour les deux niveau duplexe

Les sections adopte pour les poteaux sont :

Sous-sol	⇒ 45*45	4 ^{ème} étage	⇒ 35*35
RDC	⇒ 45*45	5 ^{ème} étage	⇒ 35*30
1 ^{ère} étage	⇒ 45*40	1 ^{ère} Niveau du duplexe	⇒ 30*30
2 ^{ème} étage	⇒ 40*40	2 ^{ème} niveau du duplexe	⇒ 30*30
3 ^{ème} étage	⇒ 40*35		

D=40cm pour les poteaux circulaire

2.3.3.1-Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Etude planché corps creux :**

Tableau.2.38. : évaluation des charges sur le plancher a corps creux terrasse inaccessible

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher à corps creux (16+4)	-	0.2	2.85
Mortier de ciment	18	0.015	0.25
Béton en forme de pente	22	0.06	1.32
Charge permanente totale	G = 5.61 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m²		

Tableau.2.39.: évaluation des charges sur le plancher a corps creux étage courant :

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	-	0.2	2.85
Enduit de plâtre	18	0.015	0.27
Cloison de séparation	10	0.10	1
Charge permanente totale	G = 5.46 KN/m²		
Charge d'exploitation pour l'étage courant	Q = 1.5 KN/m²		

➤ **Planchers en dalle pleine :**

Tableau.2.40 : évaluation des charges sur le Plancher en dalle pleine étage courant

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente totale	G = 5.36 KN/m²		
Charge d'exploitation étage courant	Q = 1.5 KN/m²		

Tableau.2.41: évaluations des charges sur le plancher en dalle pleine terrasse inaccessible

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0.04	0,8
Etanchéité multicouches	6	0.02	0,12
Isolation thermique	4	0.015	0,06
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Mortier de ciment	18	0.015	0.27
Béton en forme de pente	22	0.06	1.32
Charge permanente totale	G = 6.32KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m²		

Tableau.2.42: évaluation des charges sur les murs extérieurs (double cloison)

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	13	0.15	1.95
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en mortier de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente totale	G =3.52 KN/m²		

➤ 11-1-3 les escaliers

Tableau.2.43 : évaluation des charges sur l'escalier principal palier

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0.20	5
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente totale	G = 6.07 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m²		

Tableau.2.44 : évaluation des charges sur l'escalier principal volée

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)	
Dalle pleine	25	0.19 /cos33.69	5.71	
Carrelage	Horizontal	20	0.01	0.2
	Vertical	20	0.01	0.2
Mortier de pose	Horizontal	20	0.01	0.2
	Vertical	20	0.01	0.2
Enduit de ciment	18	0.015/cos33.69	0.32	
Poids des marches	22	h/2	1.81	
Garde de corps	/	/	0.1	
Charge permanente totale	G = 8.88 KN/m²			
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m²			

2.3.3.2. Descente des charges

La descente de charge a pour but l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure afin de déterminer l'effort max à la base.

La loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.

- sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$
- sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour n étage (n ≥ 5) : $Q_0+\frac{3+n}{2*n}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

n : numéro d'étage

Calcul des poids des éléments

- Poteaux (45×45) : $G_{pot}=25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06=15.49KN$
- Poteaux (45×45) : $G_{pot}=25 \times 0.45 \times 0.45 \times 2.8=14.18KN$
- Poteaux (40×45) : $G_{pot}=25 \times 0.40 \times 0.45 \times 2.8=12.6KN$
- Poteaux (40×40) : $G_{pot}=25 \times 0.40 \times 0.40 \times 2.8=11.2KN$
- Poteaux (40×35) : $G_{pot}=25 \times 0.40 \times 0.35 \times 2.8=9.8KN$
- Poteaux (35×35) : $G_{pot}=25 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.8=8.58KN$
- Poteaux (35×30) : $G_{pot}=25 \times 0.30 \times 0.35 \times 2.8=7.35KN$
- Poteaux (30×30) : $G_{pot}=25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.4=5.4KN$
- Poutres principales : $G_{pp}=25 \times 0.45 \times 0.30 \times (2+2.575)=15.441KN$
- Poutres principales : $G_{pp}=25 \times 0.45 \times 0.30 \times (2.575+4.15)=22.696KN$
- Poutres principales : $G_{pp}=25 \times 0.45 \times 0.30 \times (2.575+3.85)=21.68KN$
- Poutres secondaires : $G_{ps}=25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.2+1.175)=6.23KN$
- Poutres secondaires : $G_{ps}=25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.2)$
=3.15KN

2.3.3.3.Calcul des surfaces afférentes

Niveau :24.55m

$S_1=S_2=2.575 \times 1.2=3.09m^2$

$S_{aff}=2S_2=6.18m^2$

$G_{saff}=6.18 \times 5.61=34.67KN$

$Q_{saff}=(1.55+0.36+6.18) \times 1=8.09KN$

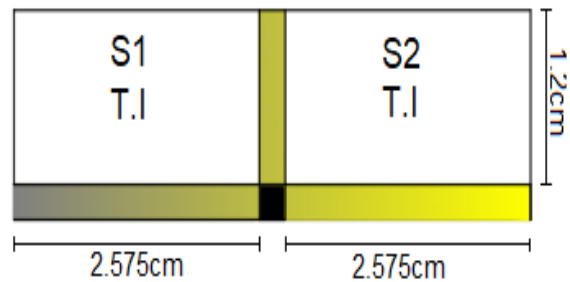


Figure.2.23.Surfaces afférentes cage d'ascenseur

Niveau :21.6m

$S_1=1.2 \times 2.575=3.09m^2$

$S_2=1.2 \times 3.2=3.84m^2$

$S_3=2.575 \times 1.175=3.025m^2$

$S_4=1.175 \times 4.15=4.88m^2$

$S_{aff}=S_1+S_2+S_3+S_4=14.84m^2$

$G_{saff}=5.61 \times 14.84=83.$

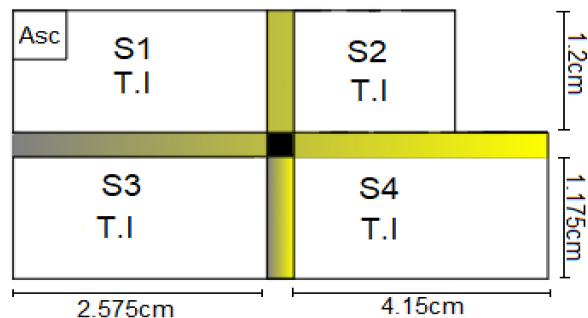


Figure.2.24.Surfaces afférentes terrasse inaccessible

$$Q_{\text{saff}} = (2.02 + 0.71 + 14.84) \times 1 = 17.57 \text{K}$$

Niveau :19.20m

$$S_{1P} = (1.2 \times 2.575) - 0.578 = 2.512 \text{m}^2$$

$$S_{1V} = 2.575 \times 1.2 = 3.09 \text{m}^2$$

$$S_3 = 2.575 \times 1.175 = 3.025 \text{m}^2$$

$$S_4 = 3.85 \times 1.175 = 5.52 \text{m}^2$$

$$G_{\text{aff}} = G_v + G_p + G_{cc}$$

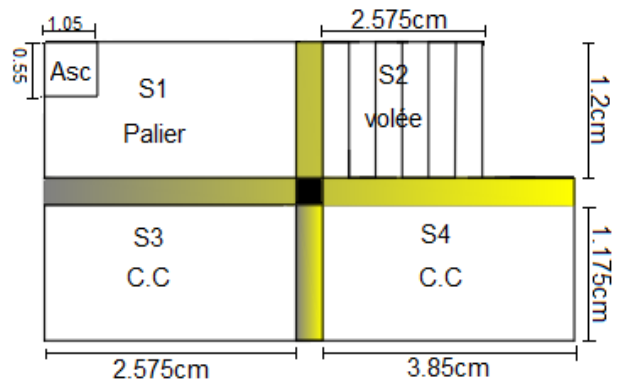


Figure.2.25. Surfaces afférentes étages duplexe

$$G_{\text{aff}} = (3.09 \times 8.88) + (2.512 \times 6.07) + (8.545 \times 5.46) = 46.66 \text{KN}$$

$$Q_{\text{aff}} = (2.64 \times 1.5) + (8.545 \times 1.5) + (3.09 \times 2.5) + (2.215 \times 2.5) = 30.78 \text{K}$$

Niveau :16.80m ⇒ Niveau 0.00

$$S_{1P} = 2.512 \text{m}^2$$

$$S_{1V} = 3.09 \text{m}^2$$

$$S_3 = 2.575 \times 1.175 = 3.025 \text{m}^2$$

$$S_4 = 2.575 \times 1.175 = 3.025 \text{m}^2$$

$$G_{\text{aff}} = G_v + G_p + G_{cc}$$

$$G_{\text{aff}} = 27.44 + 15.24 + 33.033 = 75.71 \text{KN}$$

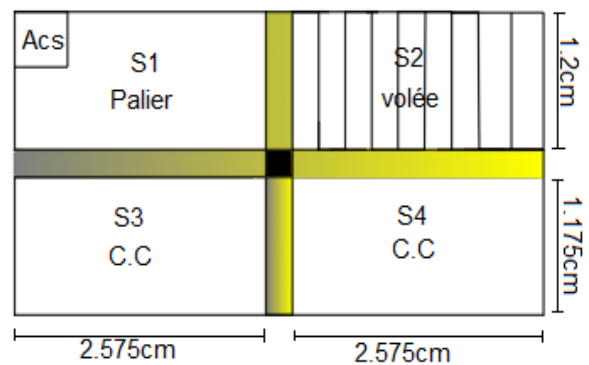


Figure.2.26. Surfaces afférentes tous les niveaux

$$Q_{\text{aff}} = (2.26 + 6.05) \times 1.5 + (3.09 + 2.512) \times 2.5 = 26.47 \text{KN}$$

Tableau .2.45 : descente de charge

Etage	N	Eléments	G(KN)	Q(KN)
Cage d'ascenseur	N ₁₀	-plancher	34.67	8.09
		-poutre	15.441	
		-poteau	2.25	
		somme	52.36	
1ere niveau Du duplexe	N ₉	- N ₁₀	52.36	8.09+17.57
		-plancher	83.25	
		-poutre	28.93	
		-poteau	5.4	
		somme	169.94	
2eme Niveau Du duplexe	N ₈	- N ₉	169.94	8.09+0.95 (17.57+30.78)
		-plancher	46.66	
		-poutre	27.91	
		-poteau	5.4	

		somme	249.91	54.02
05	N ₇	- N ₈	249.91	8.09+0.90 (17.57+30.78+26.47)
		-plancher	75.71	
		-poutre	21.67	
		-poteau	7.35	
		somme	354.64	75.42
04	N ₆	-N ₇	354.64	8.09+0.90 (17.57+30.78+26.47×2)
		-plancher	75.71	
		-poutre	21.67	
		-poteau	8.58	
		somme	560.6	94.19
03	N ₅	- N ₆	560.6	8.09+0.80 (17.57+30.78+26.47×3)
		-plancher	75.71	
		-poutre	21.67	
		-poteau	9.8	
		somme	667.78	110.29
02	N ₄	- N ₅	667.78	8.09+0.75 (17.57+30.78+26.47×4)
		-plancher	75.71	
		-poutre	21.67	
		-poteau	11.2	
		somme	776.36	123.76
01	N ₃	- N ₄	776.36	8.09+0.75 (17.57+30.78+26.47×5)
		-plancher	75.71	
		-poutre	21.67	
		-poteau	12.6	
		somme	886.34	134.58
RDC	N ₂	- N ₃	886.34	8.09+0.75 (17.57+30.78+26.47×6)
		-plancher	75.71	
		-poutre	21.67	
		-poteau	14.18	
		somme	997.9	142.75
Sous-sol	N ₁	- N ₂	997.9	8.09+0.75(17.57+30.78+26.47×7)
		-plancher	75.71	
		-poutre	21.67	
		-poteau	15.49	
		somme	1110.77	148.27

$$G=1110.77\text{KN}$$

$$Q=148.27\text{ KN}$$

$$Nu=1.35G+1.5Q$$

$$Nu=1.35 \times 1042.04 + 1.5 \times 148.27 = 1721.94\text{ KN}$$

Dans notre cas le poteau est voisin de rive à plus de 3 travées. Donc on majore de 10%

$$Nu^*=1.1 \times Nu = 1.1 \times 1721.94 = 1894.14\text{ KN}$$

Vérification la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2\text{MpaB}$$

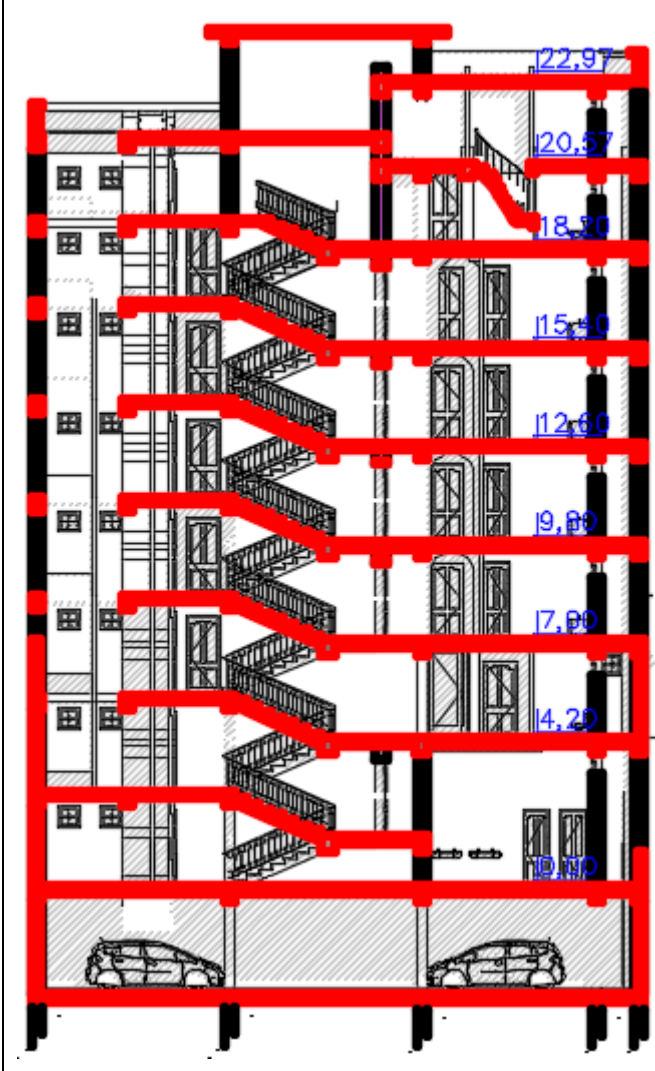
$$B \geq \frac{Nu \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$B \geq \frac{1894.14 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow B \geq 0.133\text{m}$$

$$\frac{Nu \times 10^{-3}}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2\text{MpaB} \Rightarrow \frac{Nu^*}{14.2}$$

$$B \geq \frac{1792.08 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.126$$

Tableau.2.46: Vérification des déférents poteaux à la compression

	Nu*	B _{adopté}	B _{rcal}	B _{adopté} ≥ B _{rcal}
	1894.14	45*45 =0.2052	0.133	Vérifiée
	1717.42	45*45 =0.2025	0.12	Vérifiée
	1538.27	45*40 =0.18	0.108	Vérifiée
	1357.09	40*40 =0.16	0.09	Vérifiée
	1173.63	40*35 =0.14	0.08	Vérifiée
	987.9	35*35 =0.123	0.07	Vérifiée
	651.1	35*30 =0.105	0.046	Vérifiée
	460.25	30*30	0.032	Vérifiée
	294.7	30*30 =0.09	0.021	Vérifiée

Vérification au flambement :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq B_r \text{ calculé}$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2)$$

$$B_r \text{ calculé} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

B_r : Section réduite du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de λ

λ : L'élancement

l_f : la longueur de flambement.

l_0 : la longueur du poteau.

$$L_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7L_0 = 1.897 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.45^2}{12}} = 0.1299 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{1.897}{0.1299} = 14.60 < 5$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.60}{35}\right)^2} = 0.8214$$

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) \times 10^{-4} = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$B_{r \text{ calculé}} \geq \frac{1792.08 \times 10^{-3}}{0.8214 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15}\right)} = 0.0991 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.1849 \geq 0.0997 \text{ m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Tableau.2.47.: vérification au flambement

	Nu*(KN)	i(m)	section	λ	α	B_r	$B_r \text{ calculé}$	$B_r > B_r^{\text{cal}}$
Sous-sol	1894.14	0.1299	45*45	14.06	0.8234	0.1849	0.1046	Vérifiée
RDC	1717.42	0.1299	45*45	12.66	0.8283	0.1849	0.0943	vérifiée
1^{ère}	1538.27	0.1299	45*40	12.66	0.8283	0.1634	0.0844	vérifiée
2^{ème}	1357.09	0.1155	40*40	14.24	0.8228	0.1444	0.0749	vérifiée
3^{ème}	1173.63	0.1155	40*35	14.24	0.8228	0.1254	0.0648	vérifiée
4^{ème}	987.9	0.1010	35*35	16.29	0.8147	0.1089	0.0551	vérifiée
5^{ème}	651.1	0.1010	35*30	16.29	0.8147	0.0924	0.0363	vérifiée
1^{ère} niveau	460.25	0.0866	30*30	15.79	0.8167	0.0784	0.0256	vérifiée
Du duplexe								
2^{ème} niveau	294.7	0.0866	30*30	15.76	0.8167	0.0784	0.0164	vérifiée
Du duplexe								

La vérification du poteau « D6 » :

Après modélisations sur **ETABS 2016** nous avons trouvé que le poteau le plus sollicité est le « D6 » avec un effort normal à la base de $N_u = 1852.05 \text{ KN}$

Le poteau est voisin de rive à plus de 3 travées donc on majore de 10%

$$N_u^* = 1.1 \times N_u = 2037.26 \text{ KN}$$

- vérification de critère de résistance à la compression :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau.2.48. : vérification a la compression

Niveau	Section (cm ²)	Nu(KN)	Nu* (KN)	Br _{cal} (m)	B _{adop} (m)	condition
Sous-sol	45*45	1851.9	2037.09	0.143	0.2025	Vérifiée
RDC	45*45	1498.3	1648.13	0.116	0.2025	vérifiée
1 ^{ère}	45*40	1256.5	1382.15	0.097	0.180	vérifiée
2 ^{ème}	40*40	1018.9	1120.79	0.079	0.160	vérifiée
3 ^{ème}	40*35	789.6	868.56	0.061	0.140	vérifiée
4 ^{ème}	35*35	558.9	614.79	0.043	0.1225	vérifiée
5 ^{ème}	35*30	290.1	319.11	0.022	0.1050	vérifiée
1 ^{ère} niveau Du duplexe	30*30	95.9	105.49	0.007	0.090	vérifiée
2 ^{ème} niveau Du duplexe	30*30	/	/	/	/	/

- Vérification au flambement :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq B_{r\text{calculé}}$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2)$$

$$B_{r\text{calculé}} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} si & 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 si & 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

B_r : Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de λ

$$\lambda = \frac{L_f}{i} : \text{L'élancement}$$

$l_f = 0.7L_0$: la longueur de flambement.

l_0 : la longueur du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

$$B_r = (45-2) (45-2) \times 10^{-4} = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$B_{r\text{calculé}} \geq \frac{2174.32 \times 10^{-3}}{0.8214 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.0991 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.1849 \geq 0.0997 \text{ m}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

Tableau.2.49.: vérification au flambement

Niveau	Nu*(KN)	i(m)	section	λ	α	B_r	$B_{r\text{calculé}}$	$B_r > B_r^{\text{cal}}$
ss	2037.09	0.1299	45*45	14.06	0.8234	0.1849	0.112	vérifiée
RDC	1648.13	0.1299	45*45	12.66	0.8283	0.1849	0.09	vérifiée
1ère	1382.15	0.1299	45*40	12.66	0.8283	0.1634	0.076	vérifiée
2ème	1120.79	0.1155	40*40	14.24	0.8228	0.1444	0.062	vérifiée
3ème	868.56	0.1155	40*35	14.24	0.8228	0.1254	0.048	vérifiée
4ème	614.79	0.1010	35*35	16.29	0.8147	0.1089	0.034	vérifiée
5ème	319.11	0.1010	35*30	16.29	0.8147	0.0924	0.018	vérifiée
1 niveau du duplexe	105.49	0.0866	30*30	15.79	0.8167	0.0784	0.006	vérifiée
2 niveau du duplexe	/	0.0866	30*30	15.79	0.8167	0.0784	/	/

Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en répondant aux différentes exigences de l'*RPA99.V2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter. L'épaisseur des planchers à corps creux a été estimée à (20+6) cm, 15 cm pour les balcons en dalles pleines, volées d'escaliers et les paliers de repos d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés et étudiés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux.

Les poteaux ont été vérifiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charges sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier.

Tableau.2.50. Dimensions finales des éléments structuraux

Etage	ss	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{er} étage	3 ^{er} étage	4 ^{er} étage	5 ^{er} étage	1 ^{er} Niveau de duplex	2 ^{ème} Niveau de duplex
Poteaux circulaires (cm)							40		
Poteaux rectangulaires (cm ²)	45×45	45×45	45×40	40×40	40×35	35×35	35×30	30×30	30×30
Voile périphérique (cm)							20		
Voiles de contreventement (cm)							20		
Poutres p (cm ²)							45×30		
Poutres s (cm ²)							35×30		

Chapitre 3

Etude sismique

Chapitre 03

Etude sismique de la structure

3.1. Introduction

Le but de l'étude sismique d'une structure est d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

3.2. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes « **RPA99/2003** » l'étude peut être menée suivant deux méthodes

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique par accélérogrammes.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

3.2.1. Méthode statique équivalente

A) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

B) Conditions d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait les conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa, 30m en zone IIb et III.

⇒ Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque $H=24.4 \text{ m} < 65\text{m}$; ne satisfait pas les conditions de la régularité en plan et élévation.

Calcul de la force sismique totale :(Art 4.2.3) RPA99/version 2003

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w = \begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times w \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times w \end{cases}$$

• **A : Coefficient d'accélération de la zone**

Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique **Tableau (4.1)**.

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique: IIa} \end{cases} \Rightarrow A=0.15$

• **Q : Facteur de qualité** : Le facteur de qualité de la structure est calculé par la formule ci-dessous donné par le RPA99/2003 : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

Avec : p_q : La pénalité à retenir selon que les critères de qualité q " sont satisfaits ou non Sa valeur est donnée par le **Tableau 4.4** de l'**RPA99/2003**

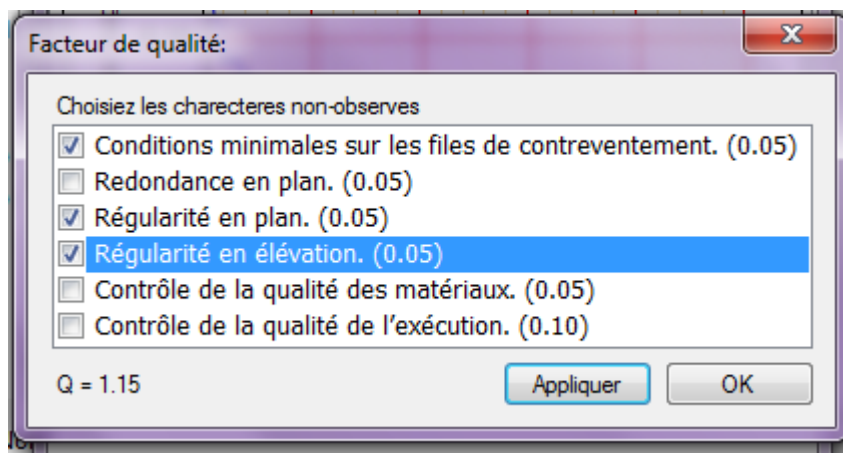


Figure 3.1. Valeurs des pénalités P_q .

Le facteur de qualité selon (x-x) égale au facteur de qualité dans le sens (y-y) $\Rightarrow Q_x = Q_y = 1.15$

• **W : Poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta_i \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donnée par le **Tableau (4-5) de RPA99V2003**

$\beta = 0,2 \rightarrow$ Usage d'habitation et service.

Le poids total de notre structure a été calculé en l'aide du logiciel **ETABS 2016** sous la combinaison montré dans la figure ci-dessous ; la valeur trouvée est : **W =28264.79KN**.

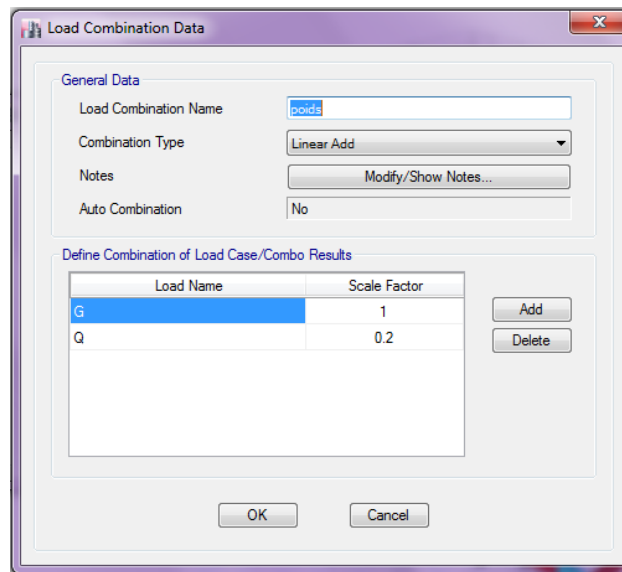


Figure 3.2 : Combinaison de calcul de w.

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) et donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule: $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$

$\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, du type de remplissage **RPA 99/2003 (Tableau 4.2)**.

Pour une construction mixte nous avons opté pour $\Rightarrow \xi = 7\%$.

Donc $\eta = 0.88$

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

Selon le **RPA 99/2003 (Art 4.2.4)**, la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \quad \text{(Formule 4.6 RPA99/2003)}$$

H_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égal à 27.06 m dans notre projet.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage donné par **Tableau 4.6 du RPA 99 /2003** qui est égal à $C_T = 0.05$

Ce qui donne la valeur de $T = 0.6 \text{ s}$; $T_{X,Y} = 0.09 \times \frac{H_N}{\sqrt{L_{X,Y}}}$

Avec : L : La dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } \begin{cases} L_X = 19.19 \text{ m} \\ L_Y = 23.49 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.56 \text{ s} \\ T_Y = 0.51 \text{ s} \end{cases}$$

Nous allons prendre la petite valeur pour T :

$$T_X = \min (0.6; 0.56) = 0.56\text{s}$$

$$T_Y = \min (0.6; 0.51) = 0.51\text{s}$$

✓ Valeur de T_1 et T_2 :

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

D'après les caractéristiques données par le rapport du sol de notre terrain nous avons un sol Meuble,

$$\text{site S3 : on aura } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} D_X = 2.06 \\ D_Y = 2.20 \end{cases}$$

• **R : Coefficient du comportement global de la structure**

Il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le **(Tableau 4.3) du RPA 99 /2003.**

Pour une structure bien ductile, on choisira un coefficient de comportement global égal à 5, ce qui se traduit par un système de contreventement mixte voile portique avec justification de l'interaction.

$$\text{Après l'application numérique on aura } \begin{cases} V_X = 2008.78 \text{ KN} \\ V_Y = 2145.30 \text{ KN} \end{cases}$$

3.2.2. Méthodes d'analyse dynamique

La méthode Modale spectrale

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas. On cherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés par un spectre de réponses de la structure.

Superposition des repenses spectrale

La superposition modale permet de calculer la réponse complète d'un système de N degré de liberté. Cependant, pour le dimensionnement, on s'intéresse, en général à la valeur maximum (déplacement, vitesse, accélération) de la réponse et non à la réponse maximale pour chaque mode de vibration et en combinant les réponses maximums pour chaque mode selon certaines règles, on peut obtenir la réponse maximum probable d'un système à N degré de liberté, ainsi le déplacement max de DDL(i) pour le mode (j) s'écrit :

$$U_{imax}^j = \alpha_j \times x_j \times S_{DJ}$$

S_{DJ} : Valeur spectrale en d déplacement relatif du mode j.

α_j : Facteur de participation modale du mode j.

La combinaison de réponse avec SRSS :

$$U_{i \max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_{imax}^j)^2}$$

U_{imax} : le déplacement max de DDLi.

Calcul des forces élastiques maximal

Nous allons détermine la réponse élastique à partir de l'équation suivante Pour chaque mode j

$$F_{imax}^j = [k] U_{imax}^j F_{imax}^j = [k] \varphi_{ij} \alpha_j^2 S_{DJ}$$

Calcul de l'effort tranchant maximal

$$V_{max}^j = \sum_{i=1}^n F_{imax}^i = \alpha_j^2 M_j S_{aj}$$

Avec : V_{max}^j : l'effort tranchant à la base de la structure du mode j

$$S_{aj} = \varphi_j^T M I$$

$M = \alpha_j^2 M_j$: masse modale

Sa : spectre de réponse en pseudo accélération, il est donné par le spectre réglementaire de calcul en fonction de la période.

Et Par la méthode SRSS l'effort tranchant maximale à la base du bâtiment :

$$V_{max} = \sum_{j=1}^{ndm} \sqrt{(V_{max}^j)^2}$$

Avec ndm : le nombre de mode de vibration.

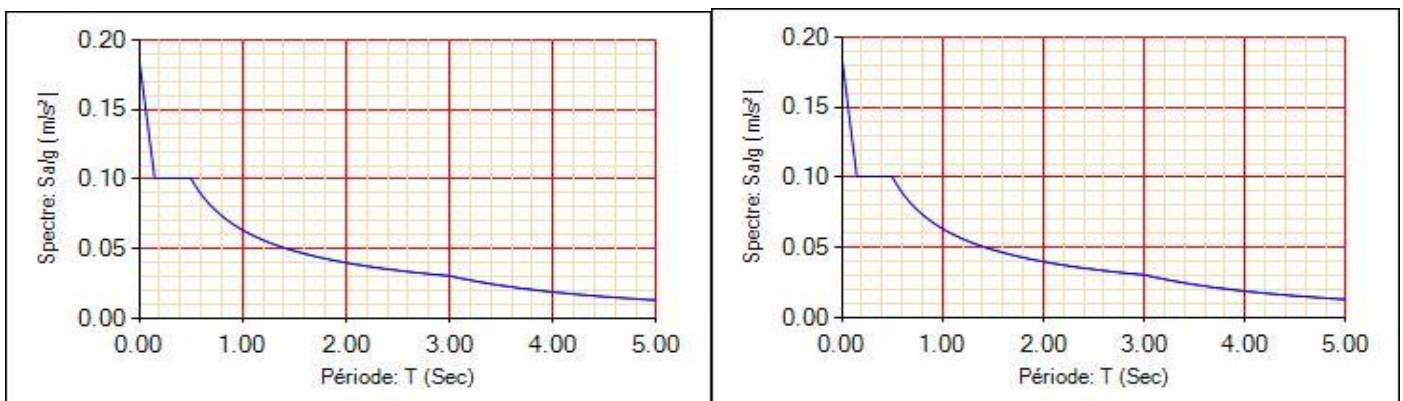
V_{max} : Effort tranchant total à la base de la structure.

Spectre de réponse réglementaire

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **RPA99 (Formule 4-13)**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse : les spectres ci-dessous sont donnés par l'application RPA99 V2003



Sens x-x

sens y-y

Figure 3.3. Spectre de réponse de la structure dans les deux sens

3.3. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure est faite à l'aide du logiciel **ETABS 2016** qui permet à la fois l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique temporelle

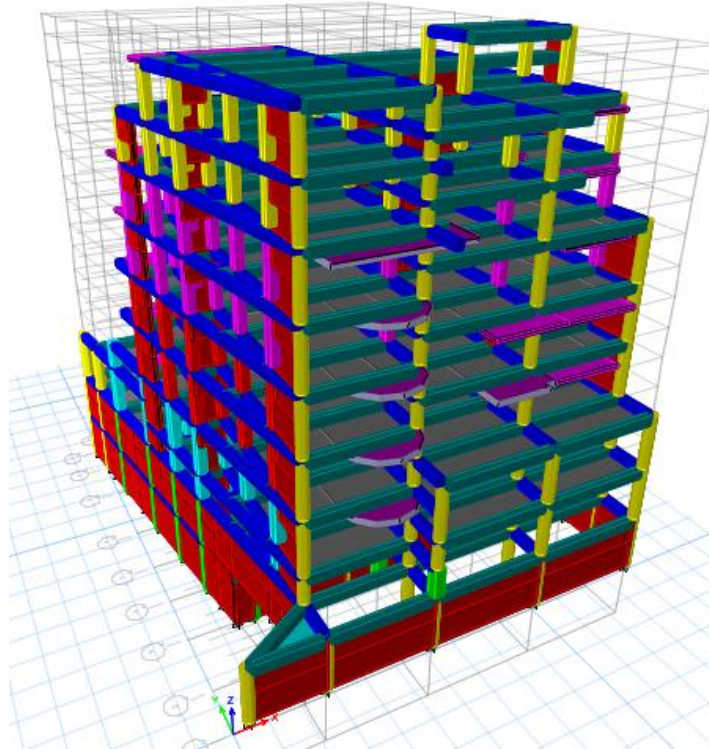


Figure 3.4. Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016

Effets de la torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe (4.2.7 RPA2003). 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.

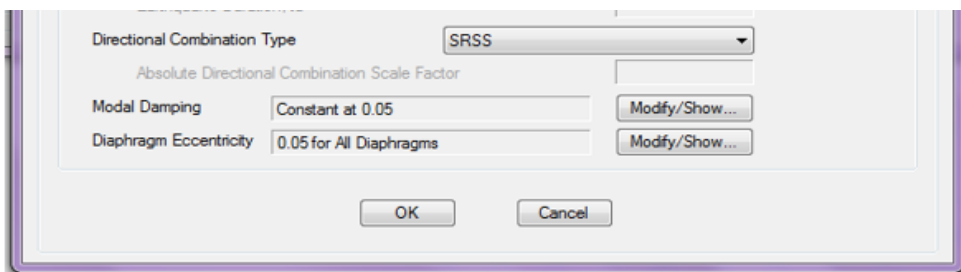


Figure 3.5. Définition de l'excentricité accidentelle

3.4. Disposition des voiles adoptée

La disposition des voiles doit satisfaire à plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99version2003.

Donc après avoir satisfait toutes les conditions, nous avons réussi à avoir une disposition des voiles qui nous semble bonne comme la montre les figures suivantes :

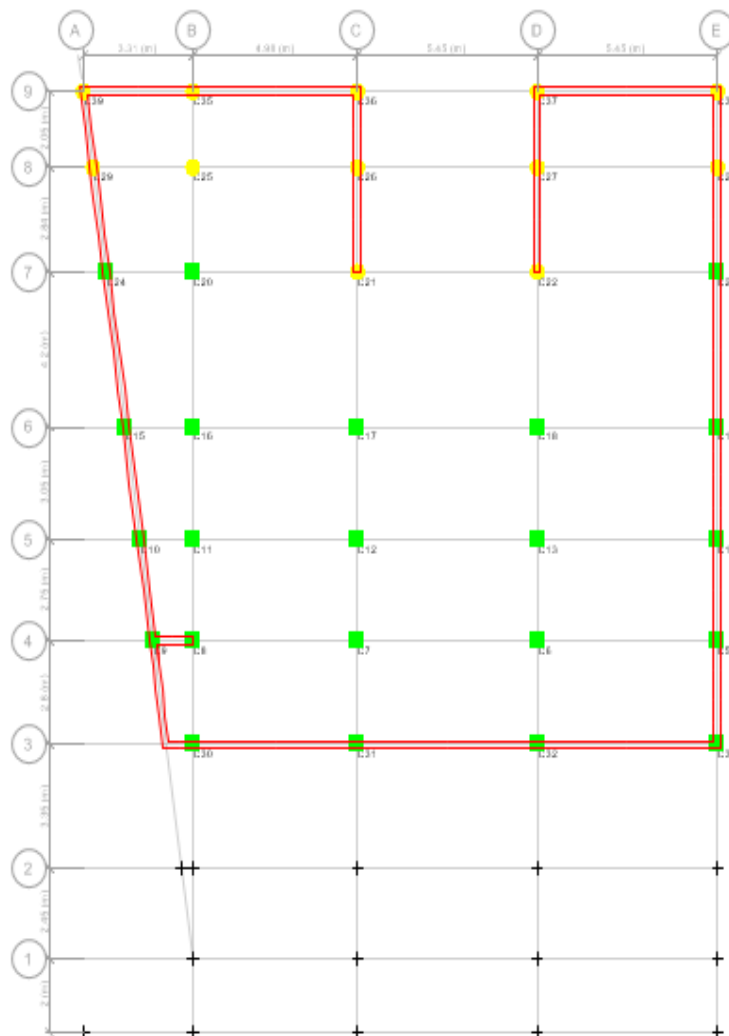


Figure.3.6. Disposition des voiles de contreventement et les voiles périphériques dans le sous-sol

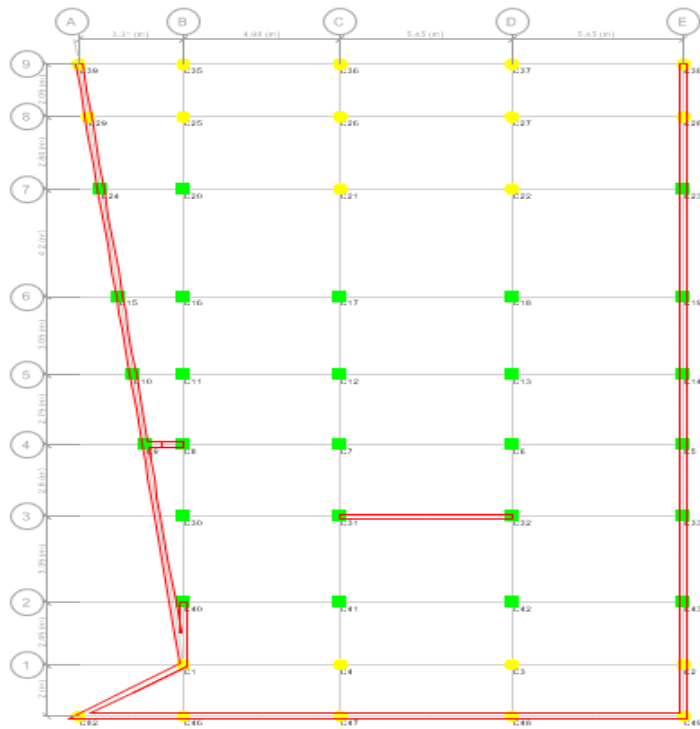


Figure.3.7. Disposition des voiles de contreventement et les voiles périphériques dans RDC

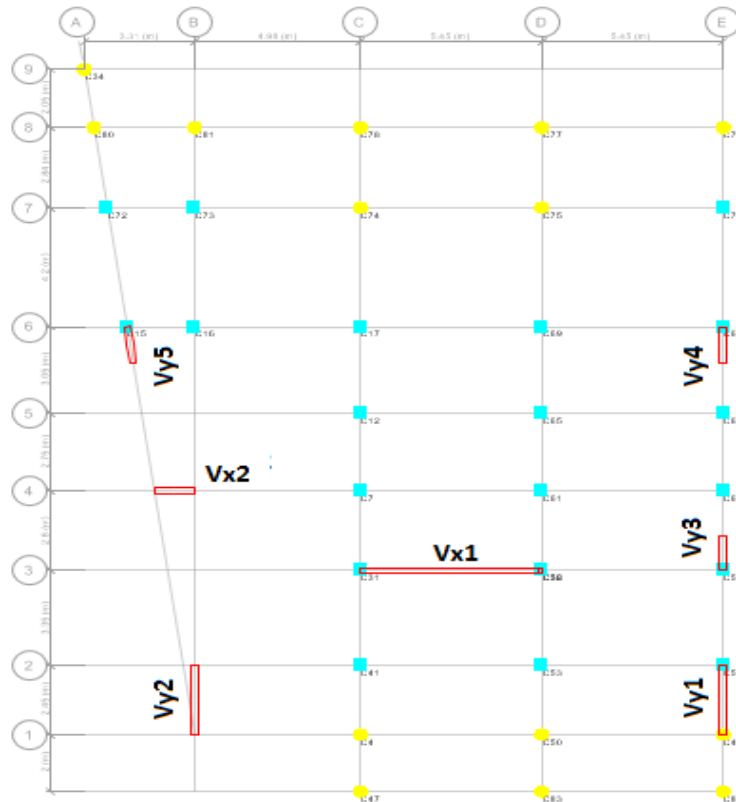


Figure3.8. Disposition des voiles de contreventement dans la suite des niveaux

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes

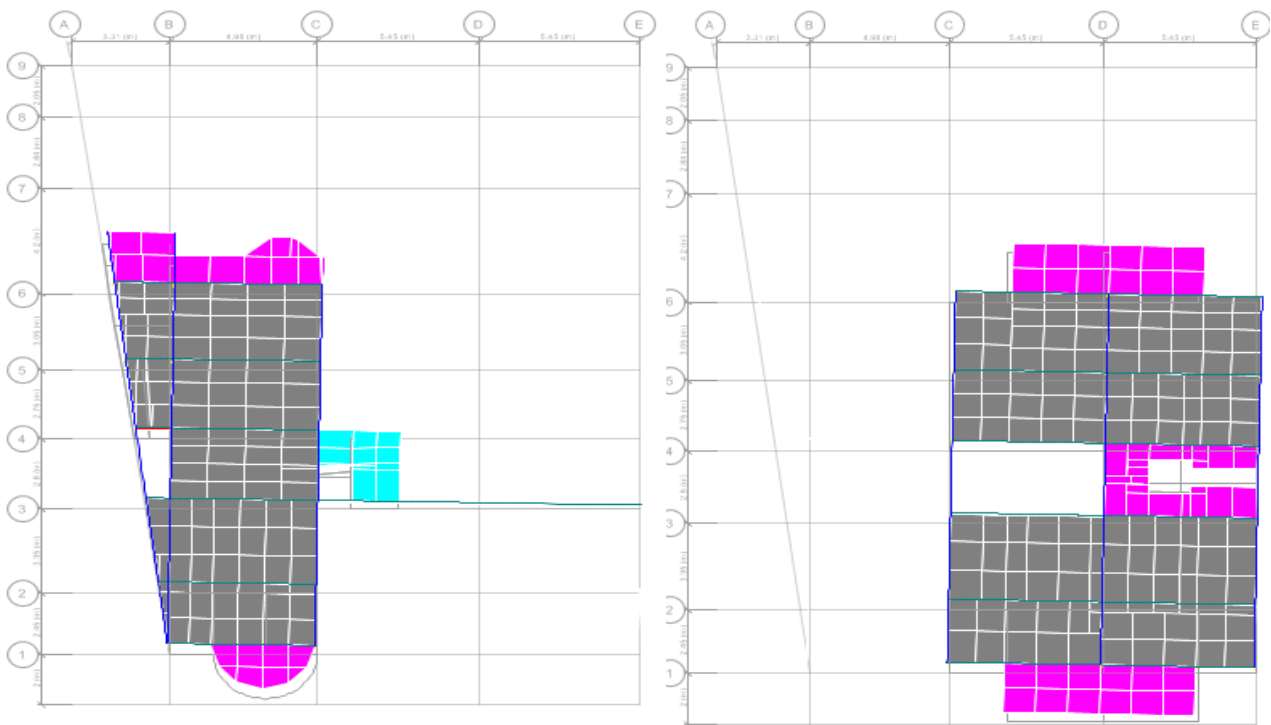


Figure 3.9.1^{er} mode de vibration $T=0.517\text{sec}$ (Translation selon Y-Y)

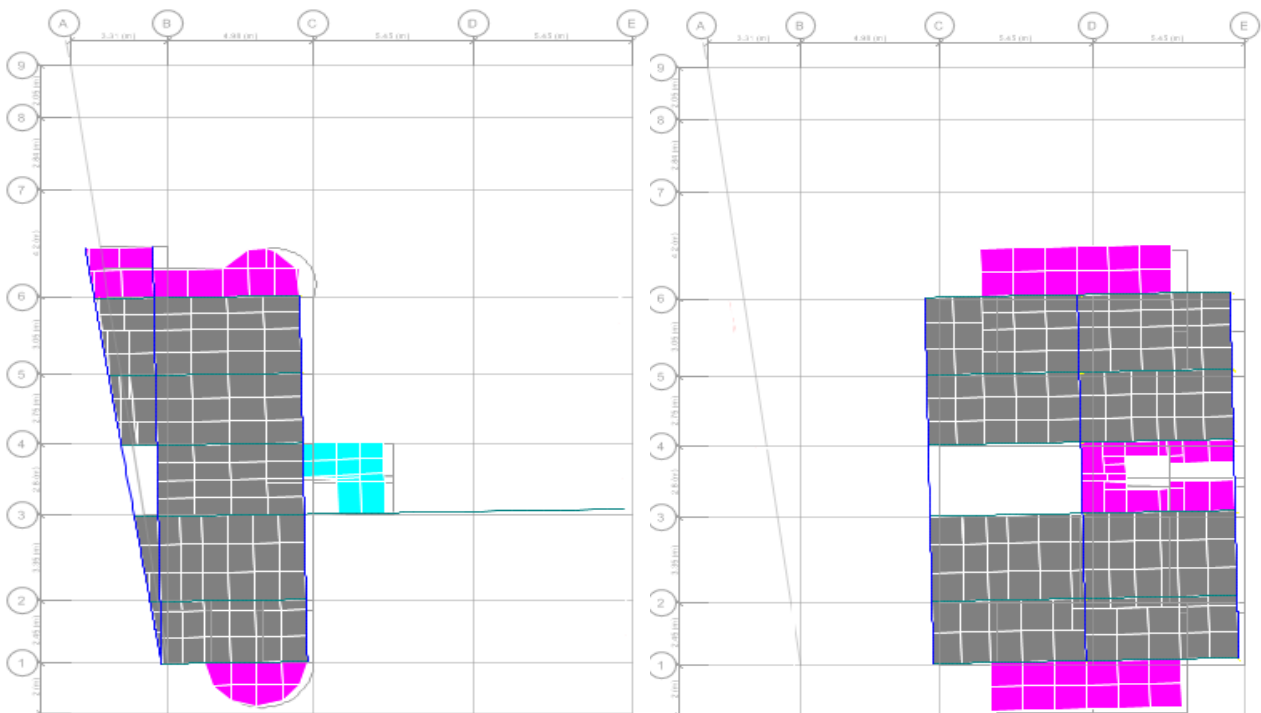


Figure 3.10.2^{eme} mode de vibration $T=0.485\text{sec}$ (Translation selon X-X)

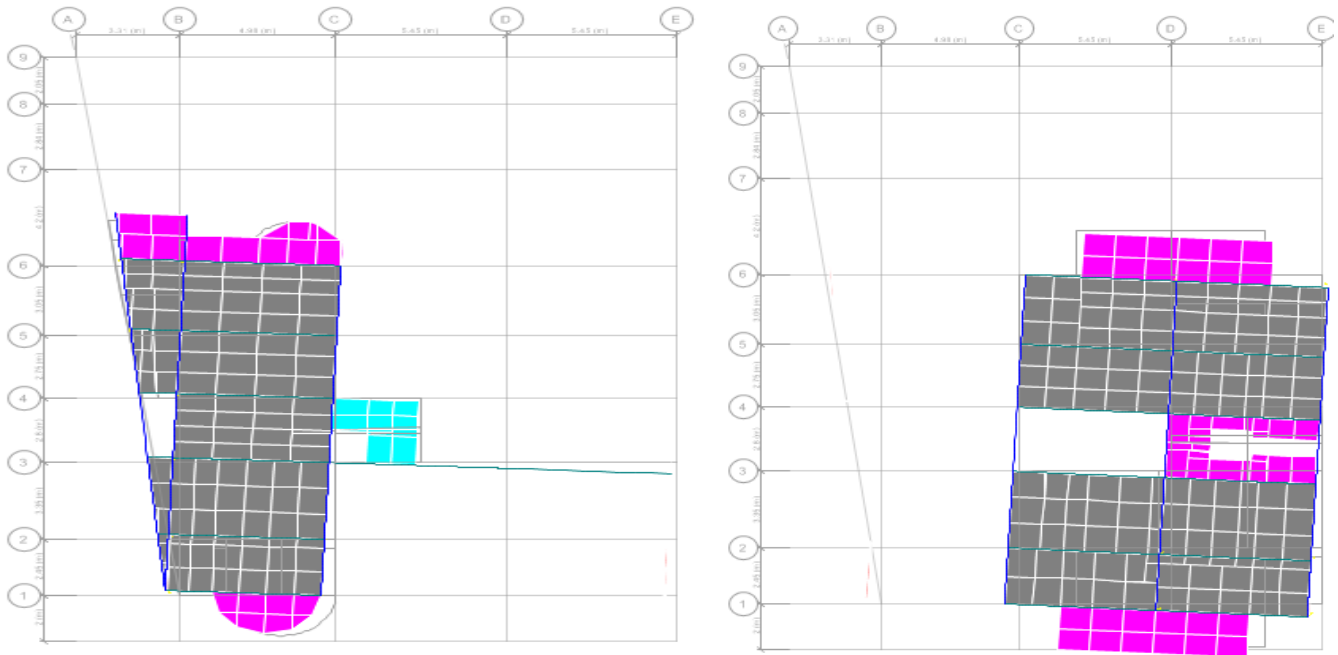


Figure.3. 11.3^{ème} mode de vibration $T=0.427$ sec (Rotation selon Z-Z)

3.5. Justification des prescriptions du RPA99/version2003

3.5.1. Vérification de la condition de l’RPA99/version2003 :

$T < 1.3T_{empirique}$

$T = 0.517_s$ et $T_{empirique} = 0.56_s$

$1.3 \times T_{empirique} = 0.728_s \Rightarrow T = 0.517_s < 1.3T_{empirique} = 0.728_s \Rightarrow$ condition vérifiée

3.5.2. Le nombre de mode à considérer

Le tableau suivant résume les résultats donnés par l’ETABS2016 :

Tableau 3.1. Période de vibration et taux de participation des masses modales.

Modes	Périodes (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0.517	0.0098	0.4353	0.0098	0.4353
2	0.485	0.4814	0.0325	0.4912	0.4678
3	0.427	0.0979	0.0405	0.5891	0.5083
4	0.158	0.0028	0.0908	0.5920	0.5991
33	0.027	0.0001	0.0001	0.8808	0.8827
34	0.026	0.0000	0.0209	0.8808	0.9037
35	0.025	0.0001	0.0040	0.8809	0.9077
44	0.022	0.0009	0.0015	0.8990	0.9500
45	0.022	0.0058	0.0000	0.9048	0.9500

- Le taux de participation massique atteint 90% aux 34^{ème} mode dans le sens (y-y) et 45^{ème} mode dans le sens (x-x)

5.5.2. Vérification de la résultante de la force sismique

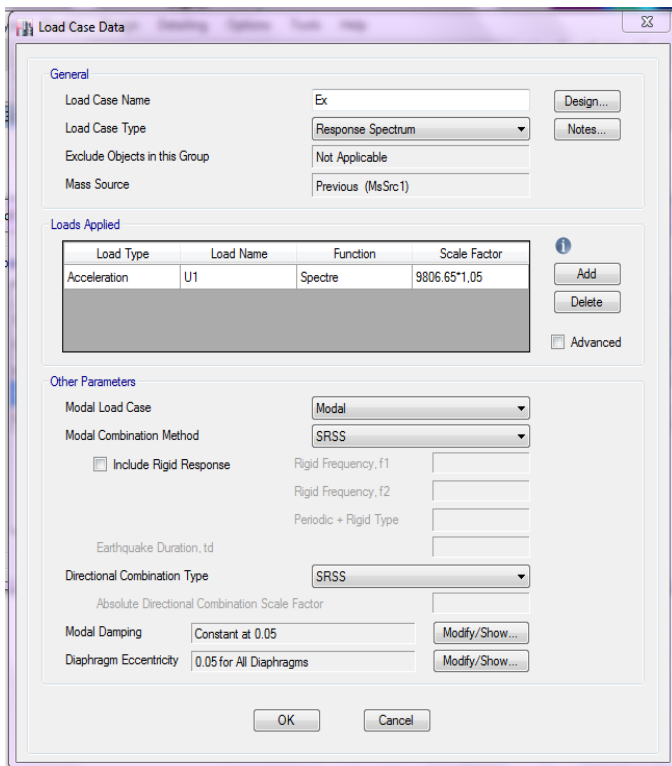
En se référant à l'Article 4.3.6 du RPA99/2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , nous avons :

Tableau 3.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

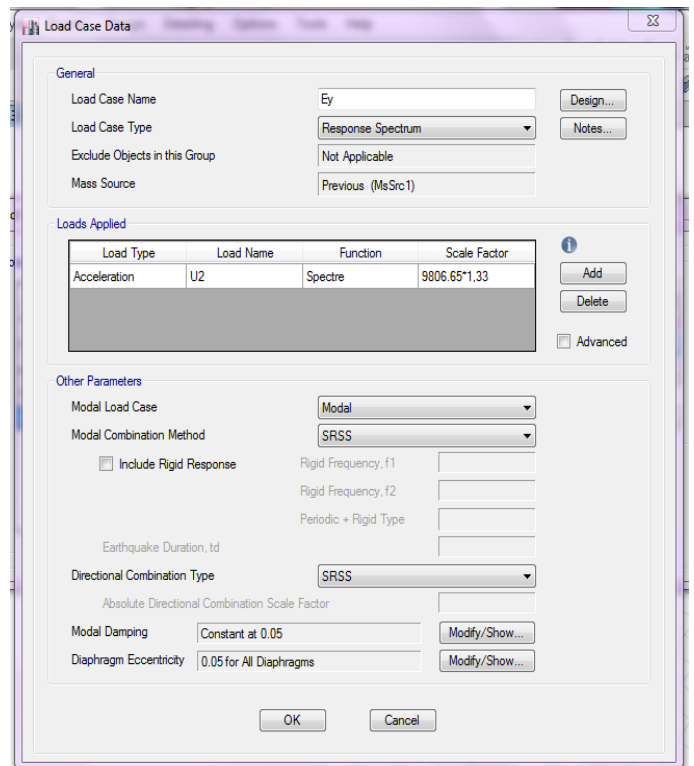
Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{sta}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1519.01	1607.02	Non vérifiée
Sens y-y	1283.33	1716.24	Non vérifiée

D'après le tableau ci-dessus $V_{dyn} < 0,8 V_{st}$ dans les deux directions, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$, comme suit :

$$\begin{cases} \text{Sens } x. x : \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.05 \\ \text{Sens } y. y : \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.33 \end{cases} \text{ Avec : } V_{dy} : \text{ Effort tranchant (Dynamique) retiré à partir des résultats donnés par l'ETABS..}$$



SENS X



SENS Y

Figure 3.12. L'amplification de l'action sismique Ey et Ex sur ETABS2016.

3.5. 3. Justification du système de contreventement adopté

L'article (3.4.A.4.a) du **RPA99/version2003** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

3.5.2. Justification du système de contreventement adopté

L'article (3.4.A.4.a) du **RPA99/version2003** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{: Pourcentage des charges verticales repris par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{: Pourcentage des charges verticales repris par les voiles.}$$

Tableau 3.3. Interaction sous charges verticale

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
Sous-sol (parking)	13028.81	3193.85	80.31	19.69

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales repris par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales repris par les voiles}$$

Tableau 3.4. Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
Sous-sol (parking)	245.63	475.31	34.10	65.90	1272.61	218.82	85.33	14.67
RDC (locaux)	335.17	335.17	50	50	1245.65	1245.65	50	50
1 ^{er} étage	527.18	335.78	61.1	38.9	1022.64	851.26	54.57	45.43
2 ^{ème} étage	378.17	206.66	64.47	35.53	411.52	542.83	43.12	56.88
3 ^{ème} étage	255.77	115.52	68.89	31.11	321.78	347.76	48.1	51.9
4 ^{ème} étage	164.95	85.67	65.8	34.2	227.32	209.96	51.9	48.1
5 ^{ème} étage	81.6	61.31	57.1	42.9	124.68	100.8	55.29	44.71
1 ^{er} niveau de duplex	75.64	103.1	33.55	66.45	100.66	85.61	44.64	55.35
2 ^{ème} niveau de duplex	78.71	87.48	47.36	52.64	71.24	91.2	43.86	56.14

3.5.4. Vérification des déplacements (Article 4.4.3) RPA 99/2003

Selon l’RPA 99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l’étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le [7] (Art4.43)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

$$\Delta_k < 1\% \times h_k \dots \dots \dots \text{RPA99(art5. 10)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Sens x-x

Tableau 3.5. Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveaux	h_i (m)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δk (mm)	$1\% \times h_k$	obs
Sous-sol	3.06	0.052	0.26	0	0.26	30.6	Vérifiée
RDC	2.8	0.670	3.35	0.26	3.09	28	Vérifiée
1 ^{er} étage	2.8	1.484	7.42	3.35	4.07	28	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2.8	2.239	11.19	7.42	3.77	28	Vérifiée
3 ^{ème} étage	2.8	3.374	16.87	11.19	5.68	28	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2.8	4.509	22.55	16.87	5.68	28	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2.8	5.642	28.21	22.55	5.66	28	Vérifiée
1 ^{er} niveau de duplex	2.4	6.502	32.51	28.21	4.30	24	Vérifiée
2 ^{ème} niveau de duplex	2.4	7.098	35.49	32.51	2.98	24	Vérifiée

- Sens y-y

Tableau 3.6. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	h_i (m)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δk (mm)	$1\% \times h_k$	obs
Sous-sol	3.06	0.024	0.12	0	0.12	30.6	Vérifiée
RDC	2.8	0.069	0.35	0.12	0.23	28	Vérifiée
1 ^{er} étage	2.8	0.652	3.26	0.35	2.91	28	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2.8	1.519	7.59	3.26	4.33	28	Vérifiée
3 ^{ème} étage	2.8	2.628	13.14	7.59	5.55	28	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2.8	3.834	19.17	13.14	6.03	28	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2.8	5.027	25.14	19.17	5.97	28	Vérifiée
1 ^{er} niveau de duplex	2.4	6.099	30.49	25.14	5.35	24	Vérifiée
2 ^{ème} niveau de duplex	2.4	6.896	34.48	30.49	3.99	24	Vérifiée

2.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{RPA99/2003 (Article 5.9)} \quad \text{avec :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.
- Si $\theta_k < 0,1$: Les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7. Vérification de l'effet P-Δ (sens x-x).

Niveaux	Sens X – X					Observation
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk(KN)	hk (m)	Θ	
Sous-sol	0.00026	21954.25	1253.78	3.06	0.0015	Vérifiée
RDC	0.00309	24380.59	1490.97	2.8	0.0018	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.00407	10408.06	1071.86	2.8	0.0146	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0.00377	8467.83	1038.97	2.8	0.0109	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0.00568	7131.94	934.79	2.8	0.0155	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0.00568	5767.18	806.63	2.8	0.0145	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0.00566	4275.67	657.90	2.8	0.0131	Vérifiée
1 ^{er} niveau de duplex	0.00430	2637.34	412.23	2.4	0.0115	Vérifiée
2 ^{ème} niveau de duplex	0.00298	1270.81	193.47	2.4	0.0082	Vérifiée

Tableau 3.8. Vérification de l'effet P-Δ (sens y-y).

Niveaux	Sens Y – Y					Observation
	Δk (m)	Pk (t)	Vk(t)	hk (m)	Θ	
Sous-sol	0.00012	21954.25	961.86	3.06	0.0009	Vérifiée
RDC	0.00023	24380.59	1260.56	2.8	0.0016	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.00291	10408.06	861.22	2.8	0.0126	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0.00433	8467.83	805.39	2.8	0.0163	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0.00555	7131.94	792.26	2.8	0.0178	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0.00603	5767.18	698.19	2.8	0.0177	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0.00597	4275.67	579.26	2.8	0.0157	Vérifiée
1 ^{er} niveau de duplex	0.00535	2637.34	356.77	2.4	0.0165	Vérifiée
2 ^{ème} niveau de duplex	0.00399	1270.81	163.06	2.4	0.0129	Vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

3.5.6. Vérification de l'effort normale réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'RPA99V2003 (7.1.3.3) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{Avec } N_d : \text{ désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton}$$

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Tableau 3.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Section (cm ²)	N (KN)	Combinaison	ν	Observation
Sous-sol	45*45	-1480.86	G+Q+Ex Min	0.19	vérifiée
RDC	45*45	-.1872.10	G+Q+Ex Min	0.25	vérifiée
1 ^{er} étage	45*40	-1080.1	G+Q+Ex Min	0.16	vérifiée
2 ^{ème} étage	40*40	-864.9	G+Q+Ex Min	0.15	Vérifiée
3 ^{ème} étage	40*35	-722.8	G+Q+Ex Min	0.14	Vérifiée
4 ^{ème} étage	35*35	-581.4	G+Q+Ex Min	0.128	Vérifiée
5 ^{ème} étage	35*30	-453.2	G+Q+Ex Min	0.117	Vérifiée
1 ^{ème} niveau de duplex	30*30	-312.4	G+Q+Ex Min	0.09	Vérifiée
2 ^{ème} niveau de duplex	30*30	-170.2	G+Q+Ex Min	0.05	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous avons constaté que L'effort normal réduit est vérifié.

4. Conclusion :

1. D'après les conditions de **l'RPA99/V2003** on constate que l'interaction verticale portiques-voile n'est satisfaite qu'à partir du niveau RDC et c'est en raison de la présence des voiles de soutènement au niveau de sous-sol et l'RDC qu'on a dû intégrer dans le but d'élaborer un modèle plus proche à la réalité. Pour cela qu'on a optez pour des voiles de soutènement adossés
2. La condition de **l'Article 4.3.6 du RPA99/v2003** n'est pas vérifiée dans les deux sens. pour cela nous avons majore notre modèle d'un coefficient que nous avons calculé avec la formule $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$
3. Les autres conditions de **l'RPA99/v2003** se retrouvèrent vérifiées

Le tableau ci-dessous nous résume la dimension finale de tous les éléments structuraux :

Tableau 3.10. *Dimensions finales des éléments structuraux*

Etage	ss	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{er} étage	3 ^{er} étage	4 ^{er} étage	5 ^{er} étage	1 ^{er} Niveau de duplex	2 ^{ème} Niveau de duplex
Poteaux (cm²)	45×45	45×45	45×40	40×40	40×35	35×35	35×30	30×30	30×30
Voile périphérique (cm)									20
Voiles (cm)									20

Chapitre 4

Calcul des éléments structuraux

Chapitre 04 Calcul des éléments structuraux

4.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments porteurs. Pour cela, ces derniers doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre et transmettre toutes les sollicitations qui sont tirées de l'analyse de la structure réalisée par logiciel ETABS2016.

4.2. Étude des poteaux rectangulaire

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leur ferraillage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables suivant les exigences du **CBA** et les recommandations de **RPA99/2003**

- | | |
|--------------------------|---------------------|
| ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1) | ✓ G+Q+Ey.....(4) |
| ✓ G + Q.....(2) | ✓ 0.8 G ±Ex.....(5) |
| ✓ G + Q ±Ex.....(3) | ✓ 0.8G±Ey.....(6) |

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- Moment maximum et effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$.

4.2.1. Recommandations du RPA99/2003

A. Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

B. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$, avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul. ; h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. **Dans la zone courante** : $t \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : l'élançement géométrique du poteau, $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_l$ minimum..

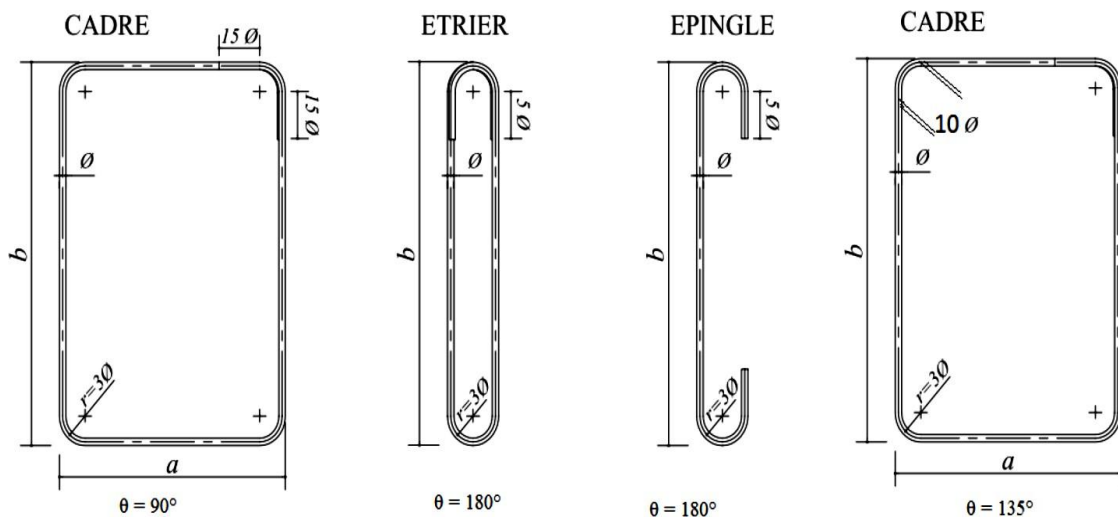


Figure 4.1. Les différents types des cadres et étriers.

4.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations maximales dans les poteaux pour chaque niveau selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS2016. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } \begin{cases} N < 0 : \text{effort de traction} \\ N > 0 : \text{effort de compression} \end{cases}$$

NB : Les numéros de combinaisons font références aux combinaisons citées précédemment

Tableau 4.1. Les sollicitations dans les poteaux rectangulaires

Niveau x	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}}$	comb	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Corresp}}$	comb	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspo}}$	comb	Vmax (KN)			
Sous-sol	1851.9	13.24	(1)	51.82	66.42	(1)	-614,29 9,13	(5)	72.19	
RDC	2551.2	43.37	(3)	199.68	489.34	(1)	-852.86	2.21	(5)	245.64
1 ^{er}	1269.3	12.83	(1)	69.76	137.71	(3)	-307.54	11.4	(5)	103.8
2 ^{ème}	1080.8	23.47	(1)	56.54	7.78	(3)	-289.24	8.01	(5)	48.67
3 ^{ème}	902.42	13.13	(1)	47.29	546.41	(3)	-190.42	9.88	(5)	44.41
4 ^{ème}	728.28	15.43	(1)	51.19	390.14	(3)	-89.65	8.94	(6)	13.51
5 ^{ème}	573.7	11.69	(1)	38.15	22.21	(3)	-55.48	9.49	(6)	38.48
1 ^{er} niv du duplexe	262.1	0.61	(2)	41.46	106.26	(3)	-21.27	20.2	(5)	46.31
2 ^{ème} niv du duplexe	212.99	12.2	(1)	44.43	84.97	(1)	-35.17	3.4	(5)	51.12

Tableau 4.2. Les sollicitations dans les poteaux circulaires

Niveau x	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$ p		comb	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Corresp}}$		comb	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspo}}$		comb	Vmax (KN)
Sous-sol	398.97	3.07	(1)	23.27	36.52	(1)	-164.22	6.25	(1)	46.88
RDC	965.75	19.1	(1)	70.01	40.39	(1)	-292.75	5.93	(6)	92.38
1 ^{er}	965.52	16.11	(1)	57.09	189.25	(3)	-288.6	2.25	(5)	38.59
2 ^{ème}	885.53	4.89	(1)	30.29	136.79	(1)	-252.36	1.15	(5)	30.01
3 ^{ème}	814.31	11.27	(1)	25.72	286.44	(4)	-156.30	1.03	(5)	23.98
4 ^{ème}	602.17	15.13	(1)	28.59	363.48	(4)	-76.87	0.89	(6)	27.27
5 ^{ème}	415.68	15.03	(1)	30.53	26.01	(4)	-43.95	0.49	(6)	24.63
1 ^{er} niv du duplexe	237.05	23.13	(1)	33.31	164.41	(4)	66.75	8.35	(6)	39.36
2 ^{ème} niv du duplexe	103.74	1.84	(1)	29.34	71.41	(4)	21.94	3.86	(6)	52.7

4.2.3. Ferrailage des poteaux rectangulaires

➤ Hypothèses de calcul

- Fissuration peu nuisible ($e = 3 \text{ cm}$) ; Calcul en flexion composée, Calcul suivant BAEL91 Nous exposons un exemple de calcul pour un poteau du sous-sol et les résultats des autres niveaux seront exposés dans un tableau récapitulatif.

A. Armatures longitudinales

Données : $b = 45 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 42 \text{ cm}$. Situation courante $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1.15$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$$

- $N_{\max} = 1851.9 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 13,24 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.007 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m} \Rightarrow N$ est un effort de compression et le centre pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 13.24 \times 10^{-3} + 1851.9 \times 10^{-3} \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 0.37 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1851.9 \times 10^{-3}(0.42 - 0.03) - 0.37 = 0.35 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times (0.45) \times (0.45) \times 14,2 = 0.367 \text{ MN.m}$$

Donc $0.35\text{MN.m} < 0.367\text{MN.m} \Rightarrow$ section partiellement comprimée Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.328 < \mu_l = 0.379 \Rightarrow \text{pivot} B \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.517 \\ z = 0.33 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 32,22\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -20.99\text{cm}^2$ Donc on prend $A_1 = 0$

- $M_{\max} = 51.82\text{KN} \rightarrow N_{\text{corres}} = 66.42\text{KN.m}$

Données $b = 45\text{ cm}$; $h = 45\text{cm}$; $d = 42\text{ cm}$. Situation courante : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$$f_{bu} = 14,2\text{ MPA}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.78\text{m} > \frac{h}{2} = 0.225\text{ m} \Rightarrow$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51.82 \times 10^{-3} + 66.42 \times 10^{-3} \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 0,065\text{MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 66.42 \times 10^{-3}(0.42 - 0.03) - 0,065 = -0,039\text{MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times (0.45) \times (0.45) \times 14,2 = 0,366\text{ MN.m}$$

Donc $-0,039 < 0,366 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.058 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot} A \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.075 \\ z = 0.407 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 4.59\text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2.68\text{cm}^2$ Donc on prend $A_2 = 2,68\text{ cm}^2$

- $N_{\min} = -614.29\text{KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 9.13\text{KN.m}$

Données : $b = 45\text{ cm}$; $h = 45\text{cm}$; $d = 42\text{ cm}$. Situation accidentelles $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$f_{bu} = 18,48\text{ MPA}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 67.28\text{ m} > \frac{h}{2} = 0.225\text{ m} \Rightarrow$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'extérieure de la section du béton, donc la section est partiellement tendue.

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 9.13 \times 10^{-3} + 614.29 \times 10^{-3} \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 0,129\text{MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 614.29 \times 10^{-3}(0.42 - 0.03) - 0,129 = 0.11\text{MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times (0.45) \times (0.45) \times 18,48 = 0,477\text{MN.m}$$

Donc $0.11 < 0.477 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.088 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot} A \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.115 \\ z = 0.401 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 8.04\text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -7.32 \text{ cm}^2$ Donc on prend $A_2 = 0 \text{ cm}^2$

Donc $A = \max(A_1, A_2, A_3) = 2,68 \text{ cm}^2$ par face, soit $A = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$ par face

La section d'armatures pour les quatre faces $A = 32,17 \text{ cm}^2$

$A_{\min}(\text{RPA}) = 0,8\% b \times h = 16,2 \text{ cm}^2$ $A_{\min}(\text{BAEL}) = b \times h \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,63 \text{ cm}^2$

$A < A_{\min}(\text{RPA})$ $A < A_{\min}(\text{BAEL}) \Rightarrow$ on ferraille avec le min de l RPA99/V2003

Tableau 4.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section	$A_{ca/face}$ (cm^2)	$A_{\min} (\text{cm}^2)$		$A_{\max} (\text{cm}^2)$		$A_{adoptée} (\text{cm}^2)$ Choix des barres
			RPA	BAEL	Zone courante	Zone de recouvrement	
Sous-sol	45×45	2.68	16.2	10.63	81	121.5	12HA14=18.47
RDC	45×45	5.03	16.2	10.63	81	121.5	12HA14=18.47
1 ^{er}	45×40	4.58	14.4	9.45	72	108	4HA14+8HA12=15.21
2 ^{ème}	40×40	4.2	12.8	8.4	64	96	4HA14+8HA12=15.21
3 ^{ème}	40×35	3.2	11.2	7.35	56	84	4HA14+6HA12=12.95
4 ^{ème}	35×35	1.9	9.8	6.43	49	73.5	4HA14+4HA12=10.68
5 ^{ème}	35×30	2.8	8.4	5.51	42	63	4HA14+4HA12=10.68
1 ^{er} niv du duplexe	30×30	2.2	7.2	4.73	36	54	8HA12=9.05
1 ^{ème} niv du duplexe	30×30	4.1	7.2	4.73	36	54	8HA12=9.05

Tableau 4.4. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux circulaires

Niveaux	Diamètre	$A_{ca/face}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_{max} (cm^2)		$A_{adoptée}$ (cm^2) Choix des barres
			RPA	BAEL	Zone courante	Zone de recouvrement	
Sous-sol	40	5.03	10.05	6.6	50.24	75.36	8HA14=12.32
RDC	40	5.09	10.05	6.6	50.24	75.36	8HA14=12.32
1 ^{er}	40	4.82	10.05	6.6	50.24	75.36	4HA14+4HA12=10.68
2 ^{ème}	40	4.5	10.05	6.6	50.24	75.36	4HA14+4HA12=10.68
3 ^{ème}	40	3.57	10.05	6.6	50.24	75.36	4HA14+4HA12=10.68
4 ^{ème}	40	2.8	10.05	6.6	50.24	75.36	4HA14+4HA12=10.68
5 ^{ème}	40	2.53	10.05	6.6	50.24	75.36	4HA14+4HA12=10.68
1 ^{er} niv du duplexe	40	1.95	10.05	6.6	50.24	75.36	8HA12=9.05
1 ^{ème} niv du duplexe	40	3.45	10.05	6.6	50.24	75.36	8HA12=9.05

➤ **Armatures transversales (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_c}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times (3.06 - 0.45)}{0.45} = 4.06 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D'où A_t = \frac{3.75 \times 93.78 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.45 \times 400} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Espacement

Dans la zone nodale $t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm}) = \text{Min}(14 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Dans la zone courante $t \leq 15\phi_t = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimales on $3 < \lambda_g < 5$ on interpole entre les valeurs limites précédentes et trouve : $A_{t \text{ min}} = 4.91 \text{ cm}^2$ et on opte **4 cadre HA10 = 6.28 cm²**.

Tableau 4.5. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	V(KN)	l_r (cm)	$t_{zone.nodale}$ (cm)	$t_{zone.Courante}$ (cm)	λ_g	$A_{t.calculé}$ (cm ²)	A_t^{min}	$A_{t.adopté}$ (cm ²)
Sous-sol	45×45	1.4	72.19	182,7	10	15	4.06	2,26	3.646	4HA10=6.28
RDC	45×45	1.4	245.65	164,5	10	15	3.66	7.67	4.32	4HA10=6.28
1 ^{er}	45×40	1.2	103.8	164,5	10	15	4.11	3.24	3.12	4HA10=6.28
2 ^{ème}	40×40	1.2	48.67	164,5	10	15	4.11	1.73	3.12	4HA10=6.28
3 ^{ème}	40×35	1.2	44.41	164,5	10	15	4.7	1.56	1.99	4HA10=6.28
4 ^{ème}	35×35	1.2	13.51	164,5	10	15	4.7	0.54	1.9	4HA10=6.28
5 ^{ème}	35×30	1.2	38.48	164,5	10	15	4.55	1.54	1.85	4HA10=6.28
1 ^{er} niv du duplexe	30×30	1.2	46.31	136,5	10	15	4.55	2.17	1.85	4HA10=6.28
1 ^{ème} niv du duplexe	30×30	1.2	51.12	136,5	10	15	4.55	2.39	1.85	4HA10=6.28

Conformément au **RPA99/2003** et au **BAEL 91/99**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$ On a : $10 \text{ mm} \geq \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm}$: C'est vérifiée.

4.2.4. Les vérifications nécessaires dans

A. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **BAEL91 (Article 4. 4. 1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par le flambement. La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre). Il faut vérifier que $N_d \leq N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$, la vérification va se faire de la manière de l'exemple de calcul que nous avons exposé dans chapitre (2), et les résultats sont dans ce tableau suivant :

Tableau 4.6. Justification de la section réduite des poteaux.

Niveaux	Section (cm2)	l0 (cm)	lf (cm)	λ	α	As (cm2)	Br (m2)	Nu (KN)	Nd (KN)
Sous-sol	45×45	306	182,7	14.06	0,8234	18.47	0.1849	3348.85	1851.9
RDC	45×45	280	164,5	12.66	0,8283	18.47	0.1849	3368.78	2126.41
1 ^{er}	45×40	280	164,5	12.66	0,8283	15.21	0.1634	2945	1269.32
2 ^{ème}	40×40	280	164,5	14.24	0,8228	15.21	0.1444	2635.92	1080.48
3 ^{ème}	40×35	280	164,5	14.24	0,8228	13.76	0.1254	2304.87	902.42
4 ^{ème}	35×35	280	164,5	16.29	0,8147	10.68	0.1089	1945.9	728.28
5 ^{ème}	35×30	280	164,5	16.29	0,8147	10.68	0.0924	1696.95	573.7
1 ^{ème} niveau du duplexe	30×30	240	136,5	15.79	0,8167	9.05	0.0784	1443.03	401.55
2 ^{ème} niveau du Duplexe	30×30	240	136,5	15.79	0,8167	9.05	0.0784	1443.03	212.99

Commentaire On voit bien que $N_d \leq N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{b1} &= \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{yy}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} && ; \text{ (béton fibre inférieure)} \\ \sigma_{b2} &= \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{Gser}}{I_{yy}} \hat{v} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} && ; \text{ (béton fibre supérieure)} \end{aligned} \right.$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (Section homogène)

$B = b \times h$

$M_{Gser} = M_{ser} - (\frac{h}{2} - v) ;$

$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{B + 15(A' + A)}$ et $v' = h - v$

$I_{yy} = \frac{h}{3}(v^3 + v'^3) + 15 \times A'(v - d')^2 + 15 \times A(d - v)^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

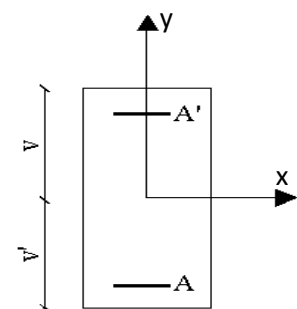


Figure 4.2. Section d'un poteau

Tableau 4.7. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm ²)	D (cm)	S (m ²)	A _s (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{b1} (MPa)	σ _{b2} (MPa)
Sous-sol	45×45	42	0.216	4.52	22.5	22.5	393280.65	1258.71	35.7	6.1	6.07
RDC	45×45	42	0.216	4.52	22.5	22,5	393280.65	1081.98	130.64	7.2	7.09
1 ^{er}	45×40	42	0.196	5.34	22,5	22,5	402634.8	911.62	47.46	4.7	4.7
2 ^{ème}	40×40	37	0.176	5.34	20	20	259631.13	773.63	33.1	4.5	4.3
3 ^{ème}	40×35	37	0.154	4.62	20	20	253388.73	642.55	26.93	4.2	4.2
4 ^{ème}	35×35	32	0.135	4.21	17,5	17,5	151606.66	514.52	29.39	3.9	3.8
5 ^{ème}	35×30	32	0.118	4.21	17,5	17,5	151606.66	400.37	23.26	3.5	3.06
1 ^{ème} niveau Du duplexe	30×30	27	0.1	3.39	15	15	82144.8	273.18	27.83	2.97	2.9
2 ^{ème} niveau du duplexe	30×30	27	0.1	3.39	15	15	82144.8	137.66	22.8	1.6	1.6

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification des sollicitations tangentes RPA99/2003 (Article 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique. Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.8. Vérification des sollicitations tangentes.

Niveaux	Section (cm ²)	lf (cm)	λ_g	ρ_d	D (Cm)	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
Sous-sol	45×45	182,7	4.06	0.04	42	61.25	0.27	Vérifiée
RDC	45×45	164,5	3.66	0.04	42	181.82	0.898	Vérifiée
1 ^{er}	45×40	164,5	4.11	0.04	42	34.81	0.43	Vérifiée
2 ^{ème}	40×40	164,5	4.11	0.04	37	29.44	0.169	Vérifiée
3 ^{ème}	40×35	164,5	4.7	0.04	37	29.75	0.163	Vérifiée
4 ^{ème}	35×35	164,5	4.7	0.04	32	25.62	0.191	Vérifiée
5 ^{ème}	35×30	164,5	4.55	0.04	32	32.45	0.224	Vérifiée
1 ^{ème} niveau du Duplexe	30×30	136,5	4.55	0.04	27	37.92	0.292	Vérifiée
2 ^{ème} niveau du duplexe	30×30	136,5	4.55	0.04	27	29.39	0.327	Vérifiée

Commentaire : Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles « $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ » est vérifiée pour tous les niveaux.

- **Vérifications pour les poteaux courts**

D. Vérification des sollicitations tangentes RPA99/2003 (Article 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1 \text{MPa} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{lf}{b} = \frac{0.7 \times (3.06 - 0.45)}{0.45} = 3.32 < 5 \Rightarrow \rho_d = 3.75$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique. Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.9. Vérification des sollicitations tangentes.

Niveaux	Section (cm ²)	lf (cm)	λ_g	ρ_d	D (Cm)	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
1 ^{er}	45×40	66.5	1.66	0.04	42	0.89	0.005	Vérifiée
2 ^{ème}	40×40	66.5	1.66	0.04	37	3.89	0.03	Vérifiée
3 ^{ème}	40×35	66.5	1.9	0.04	37	1.26	0.009	Vérifiée
4 ^{ème}	35×35	66.5	1.9	0.04	32	5.03	0.04	Vérifiée
5 ^{ème}	35×30	66.5	2.22	0.04	32	2.66	0.03	Vérifiée
1 ^{ème} niveau du Duplexe	30×30	38.5	1.28	0.04	27	5.48	0.07	Vérifiée
2 ^{ème} niveau du duplexe	30×30	38.5	1.28	0.04	27	14.96	0.18	Vérifiée

Commentaire : Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentes « $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ » est vérifiée pour tous les niveaux

4.2.5. Dispositions constructives

• Longueur de recouvrement

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \times \Phi$ en zone IIa

$\Phi = 14\text{mm}$: $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ → on adopte $L_r = 60\text{ cm}$.

$\Phi = 12\text{mm}$: $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ → on adopte $L_r = 50\text{ cm}$.

4.2.6. Les schémas de ferrailage des poteaux

Tableau 4.10. Schémas de ferrailage des poteaux rectangulaire

Poteaux 45×45 sous-sol	Poteaux 45×45 RDC	Poteaux 45×40 1^{er} étage

<p>Poteaux 40×40 2^{ème} étage</p>	<p>Poteaux 40×35 3^{ème} étage</p>	<p>Poteaux 35×35 4^{ème} étage</p>
<p>Poteaux 35×30 5^{ème} étage</p>	<p>Poteaux 30×30 le 1^{er} niveaux du duplexe</p>	<p>Poteaux 30×30 le 2^{ème} niveaux du duplexe</p>

Tableau 4.11. Schémas de ferrailage des poteaux circulaire

--	--	--

Poteaux circulaire sous-sol	Poteaux circulaire RDC	Poteaux circulaire 1 ^{er} étage
Poteaux circulaire 2 ^{ème} étage	Poteaux circulaire 3 ^{ème} étage	Poteaux circulaire 4 ^{ème} étage
Poteaux circulaire 5 ^{ème} étage	Poteaux circulaire le 1 ^{er} niveaux du duplexe	Poteaux circulaire le 2 ^{ème} niveaux du duplexe

4.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant). Elles sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS2016**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 /2003** suivantes :

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $G+Q-E$
- ✓ $G+Q-E$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

- Poutres principales (45×30)
- Poutres secondaires (35×30)

4.3.1. Recommandation du RPA99/2003

A. Le Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \text{ RPA99/2003 (article 7.5.1)} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

B. Ferrailage

• Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (article 7.4.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre $A_l^{\min} = 0.5\% b \times h$.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de : $40\phi_{\max}$ en zone IIa

ϕ_{\max} le diamètre maximal utilisé.

• Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right), \text{ Zone nodale (Zone II).}$$

$$S \leq \frac{h}{2}, \text{ Zone courante (Zone II).}$$

-La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. --Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

4.3.2. Ferrailage des poutres

A. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau4.12. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Planchers	Poutres principales			Poutres secondaires		
	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)	$M_{\text{travé}}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)
Locaux	75.9409	-140.986	135.1669	17.3734	-21.1877	29.8268
Habitation	63.7025	-96.6935	86.3752	51.9131	-66.8208	89.5137
Terrasse	54.0971	-72.6678	69.6696	36.7802	-48.7795	36.0351
Inaccessible						

B. Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal est calculé manuellement à la flexion simple ; Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau. Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.13. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Planchers	Type de Poutres	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Locaux	Principale	Appui	9.10	6.75	9.24	6HA14
		Travée	4.72	6.75	6.88	3HA14+2HA12
	Secondaire	Appui	1.69	5.25	5.75	3HA14+1HA12
		Travée	1.38	5.25	5.75	3HA14+1HA12
Habitation	Principale	Appui	6.07	6.75	6.88	3HA14+2HA12
		Travée	3.98	6.75	6.88	3HA14+2HA12
	Secondaire	Appui	5.22	5.25	5.75	3HA14+1HA12
		Travée	4.48	5.25	5.75	3HA14+1HA12
Terrasse Inaccessible	Principale	Appui	4.51	6.75	6.88	3HA14+2HA12
		Travée	3.29	6.75	6.88	3HA14+2HA12
	Secondaire	Appui	3.93	5.25	5.75	3HA14+1HA12
		Travée	2.96	5.25	5.75	3HA14+1HA12

Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -96.6935 \text{ KN.m} \\ M_t = 63.7025 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{96.6935 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.099 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})}] \rightarrow \alpha = 0.13 \rightarrow Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 0.398 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z f_{st}} = \frac{96.6935 \times 10^{-3}}{0.398 \times 400} \times 10^4 = 6.07 \text{ cm}^2$$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{63.7025 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.065 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_{bu})}] \rightarrow \alpha = 0.084 \rightarrow Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 0.40 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z f_{st}} = \frac{63.7025 \times 10^{-3}}{0.40 \times 400} \times 10^4 = 3.98 \text{ cm}^2$$

B. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

✓ **Poutres principales**

$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = 12.8mm \Rightarrow \phi = 8mm$, Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires**

$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = 10mm \Rightarrow \phi = 8mm$. Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

• **Calcul des espacements des armatures transversales**

$$S_{t1} \leq \frac{f_e \times A_t}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}; S_{t2} \leq \min(0.9 d, 45 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}; \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow S_{t3} \leq 47.7 \text{ cm}$$

→ **Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

• $S_t \leq \frac{H}{2} = 22.5 \text{ cm}$, On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

• $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{min}\right) = 11.25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2; A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

3.3. Vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

B. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est relative à la fissuration peu nuisible

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 4.35 \text{ MPa}, \text{ car on a une FPN et une situation accidentelle}$$

Tableau 4.14. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Observation
Principales	135.1669	1.07	4.35	Vérifiée
Secondaires	89.5137	0.93	4.35	Vérifiée

⇒

Pas de risque de cisaillement.

C. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

• En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

• En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.15. Vérification au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	Appui de rive	Appui intermédiaire	Observation
Principale	9.24	135.1669	-140.986	4.05	-6.84	Vérifiée
Secondaires	5.75	89.5137	-66.8208	2.57	-4.09	Vérifiée

L'absence du risque de cisaillement dans les poutres les plus sollicitées justifié pour toutes les autres.

4.3.4. Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite de compression du béton
- Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche)

A. L'Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b ; \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

M_{ser} : Le Moment max à l'ELS ; y : la Position de l'axe neutre ; I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre. $I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2$.

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

Tableau 4.16. Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	-101.0416	6.47	103430.56	13.56	13.25	15
	Travées	53.7723	3.39	62024.75	10.36	8.98	15
Poutres secondaires	Appuis	-45.1848	3.80	37415.06	9.29	11.22	15
	Travées	28.8556	3.39	34183.18	8.86	7.48	15

B. L'Etat limite de déformation

Selon L'article (B.6.5) du BAEL91 et le CBA93 la vérification de la flèche soit nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{1}{16} l \dots\dots\dots 1 \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ h \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \times L \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

le tableau ci-dessous qui résume les vérifications des conditions de la flèche

Tableau 4.17. Vérification de la flèche des poutres.

Poutre b×h	l (cm)	Atravée (cm ²)	$\frac{M_t}{10 \times M_0} \times L$ (m)	$\frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$ cm ²	(1)	(2)	(3)
Poutres principale 30×45	545	9.24	0.178	13.23	vérifier	vérifier	vérifier
Poutres secondaire 30×35	420	5.75	0.186	10.08	vérifier	vérifier	vérifier

4.3.5. Vérification des zones nodales

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

M_W : moment résistant à gauche du nœud considéré. M_E : moment résistant à droite du nœud considéré.

M_N : moment résistant supérieur du nœud considéré. M_S : moment résistant inférieur du nœud considéré.



Figure 4.3. Répartition des moments dans les zones nodales

Détermination des moments résistants dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton ;
- Quantité d'armatures dans la section ;
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = z \times A_s \times \sigma_s, \text{ avec } z = 0.9h$$

$$(h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul

$$\text{Tel que } z = 0.9h = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

$$A_{1n} = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_N = 0.405 \times 9.24 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 150 \text{ KN.m}$$

$$A_{1S} = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_S = 0.405 \times 9.24 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 150 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc: } M_n + M_S = 300 \text{ KN.m}$$

- Les moments résistants dans la poutre principale

$$\text{Tel que } z = 0.9h = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

$$A_{2W} = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_W = 0.405 \times 9.24 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 149.688 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 74.30 \text{ KN.m}$$

$$1.25(M_W + M_E) = 279.98 \text{ KN.m} < M_n + M_S = 300 \text{ KN.m}$$

⇒ vérifiée

• **Les moments résistants dans la poutre secondaire**

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}$

$$M_W = 48.30 \text{ KN.m};$$

$$M_E = 48.30 \text{ KN.m.}$$

$$1.25(M_W + M_E) = 120.75 \text{ KN.m} < M_n + M_S = 300 \text{ KN.m}$$

⇒ Vérifiée.

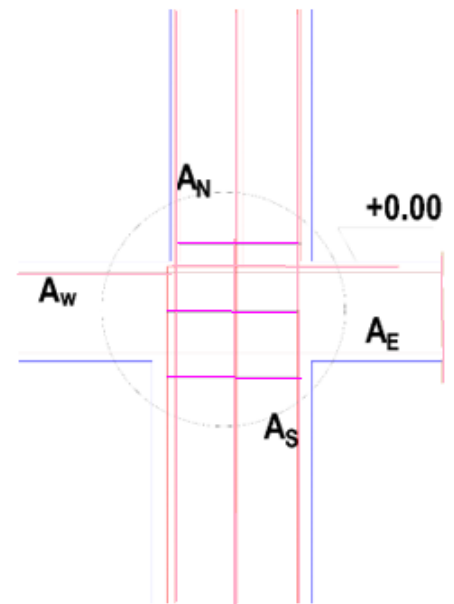


Figure 4.4. Zone de recouvrement

Tableau 4.18. Vérification des zones nodales.

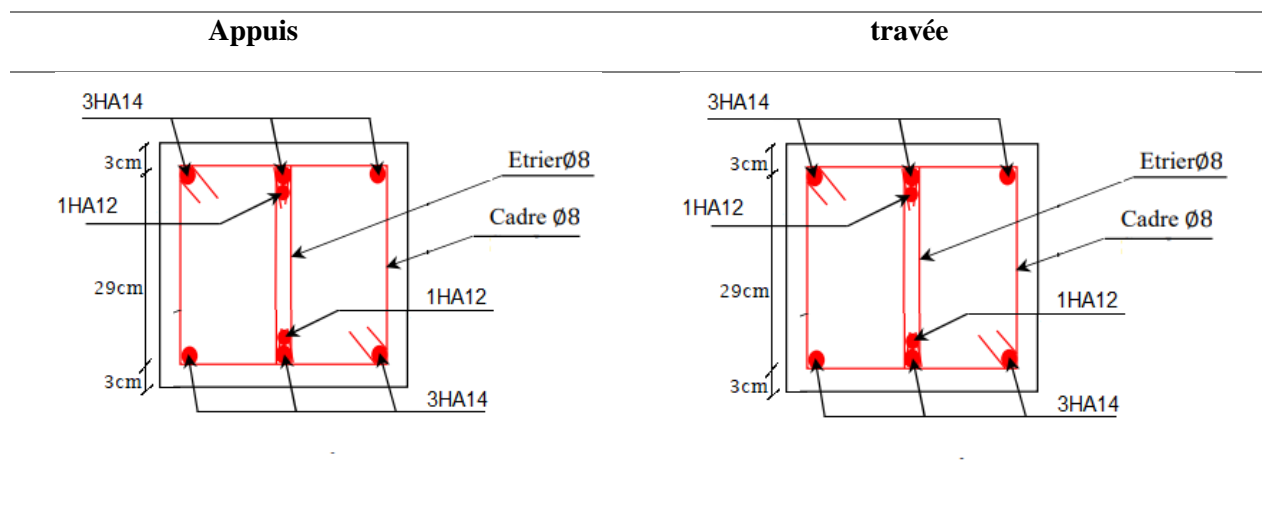
Niveaux	MS	MN	Mn + MS	Poutre	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Obs
Sous-sol	150	150	300	PP	149.688	74.30	279.98	Vérifiée
				PS	48.30	48.30	120.75	
RDC	129.13	150	279.13	PP	74.31	74.31	185.76	Vérifiée
				PS	48.30	48.30	120.75	
1 ^{er}	109.44	129.13	238.57	PP	74.31	74.31	185.76	Vérifiée
				PS	48.30	48.30	120.75	
2 ^{ème}	100.52	109.44	209.96	PP	74.31	74.31	185.76	Vérifiée
				PS	48.30	48.30	120.75	
3 ^{ème}	93.11	100.52	193.63	PP	74.31	74.31	185.76	Vérifiée
				PS	48.30	48.30	120.75	
4 ^{ème}	93.11	93.11	186.21	PP	74.31	74.31	185.76	Vérifiée
				PS	48.30	48.30	120.75	
5 ^{ème}	48.87	93.11	141.98	PP	74.31	74.31	185.76	N.Vérifiée
				PS	48.30	48.30	120.75	

1^{er} niveau de duplex	48.87	48.87	97.74	PP	74.31	74.31	185.76	N.Vérifiée
				PS	48.3	48.3	120.75	
2^{ème} niveau de duplex	0	48.87	48.87	PP	74.31	74.31	185.76	N.Vérifiée
				PS	48.30	48.30	120.75	

4.3.6. Schémas de ferrailage des poutres

Tableau 4.19. Schémas de ferrailage des poutres principales (30× 45) selon tous les niveaux

Appuis	Travée
Locaux	
Habitation et Terrasse Inaccessible	

Tableau 4.20. Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30×35) selon tous les niveaux

4.4. Etude des voiles

Le **RPA 99/ 2003**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents : - Voiles élancés $\frac{h}{l} > 1.5$ - Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

4.1. Recommandations du RPA

A. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles 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 : $A_{min} = 0.2 \% (L_t * e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

$$A_h = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135° , ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

D. Armatures de coutures :

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 : $A_{vj} \times \frac{V}{f_e}$; avec ; $V = 1.4 \times V_u$

E. Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale à 0.10% B
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Diamètre des barres : $\phi < \frac{1}{10}$

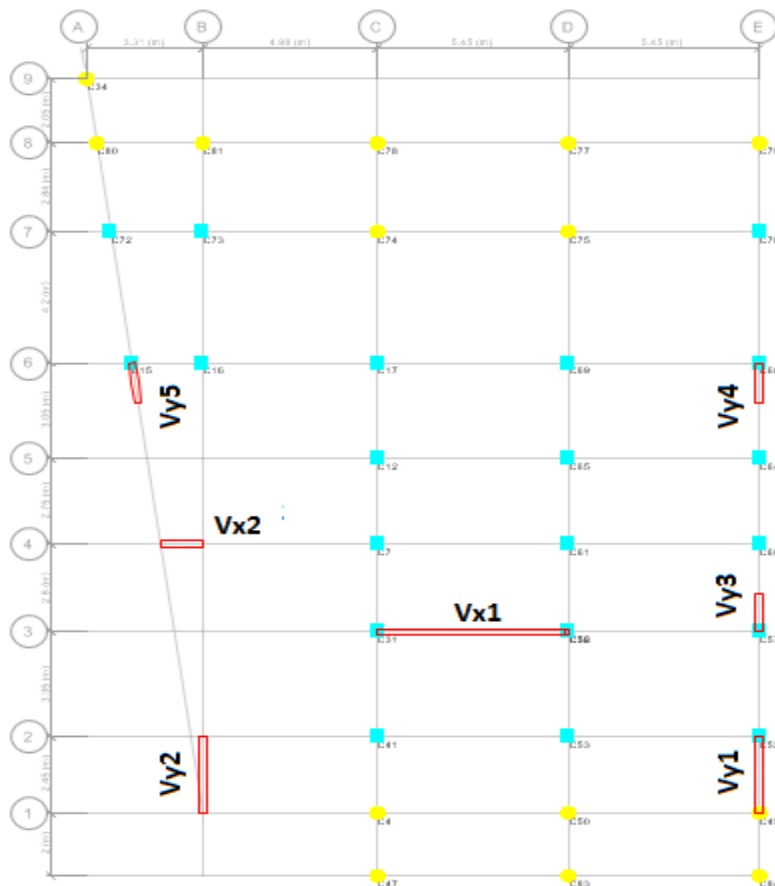


Figure 4.5. La localisation des voiles de contreventement.

4.4.2. Ferrailage des voiles

Vu la présence de plusieurs types de voiles dans notre structure on a opté pour l'étude de trois voiles déférents dans les deux sens ; Soit les plus solliciter. Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 4.21. Les sollicitations dans le voile V_{x1} .

	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Correspondant}}$	V_{\max}
Sous-sol RDC 1^{er}	5117.18	204.81	1008.34	14.02
2^{ème} 3^{ème} 4^{ème}	4503.86	645.57	1559.79	389.29
5^{ème} et duplexe	2499.68	35.14	404.69	189.81

➤ **Exemple de calcul pour le Sous-sol RDC 1^{er} :**

1)- Armatures verticales

Le calcul de ferrailage des voiles se fera a la flexion composée sous $N \Rightarrow M$ pour une section de ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit : $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$; $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$; $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}}$.

- $N_{\max} = 5117.18 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 204.81 \text{ KN.m}$

$$L=5,00\text{m} \quad e=0,2\text{m} \quad d'=0,05\text{m} \quad d=4,95\text{m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.04\text{m} < \frac{L}{2} = 2,5 \text{ m} \Rightarrow N$ est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 204.81 \times 10^{-3} + 5117.18 \times 10^{-3} \left(4,95 - \frac{5}{2} \right) = 12.75 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 5117.18 \times 10^{-3} (4,95 - 0,05) - 12.75 = 12.32 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 5 - 0.81 \times 0.05) \times (5) \times 0,2 \times 18,48 = 30,39 \text{ MN.m}$$

Donc $12.32 \text{ MN.m} < 30,39 \text{ MN.m} \Rightarrow$ section partiellement comprimée Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,014 < \mu_l = 0.379 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.189 \\ z = 4,58 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 69.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -58.33 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend } A_1 = 0$$

- $N_{\min} = 1008.34 \text{ kN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 14,02 \text{ kN.m}$

$$L = 5,00 \text{ m} \quad e = 0,2 \text{ m} \quad d' = 0,05 \text{ m} \quad d = 4,95 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,014 \text{ m} < \frac{h}{2} = 2,5 \text{ m} \Rightarrow$$

l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 14,02 \times 10^{-3} + 1008,34 \times 10^{-3} \left(4,95 - \frac{5}{2} \right) = 2,48 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1008,34 \times 10^{-3} (4,95 - 0,05) - 2,48 = 2,46 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')bh f_{bu} = (0,337 \times 5 - 0,81 \times 0,05) \times (5) \times 0,2 \times 18,48 = 30,39 \text{ MN.m}$$

Donc $2,48 \text{ MN.m} < 30,39 \text{ MN.m} \Rightarrow$ section partiellement comprimée Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,027 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,034 \\ z = 4,88 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 12,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -12,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend } A_1 = 0$$

- $M_{\max} = 7456,91 \text{ kN.m} \Rightarrow N_{\text{corr}} = 3199,35 \text{ kN}$

$$L = 5,00 \text{ m} \quad e = 0,2 \text{ m} \quad d' = 0,05 \text{ m} \quad d = 4,95 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2,33 \text{ m} < \frac{h}{2} = 2,5 \text{ m} \Rightarrow$$

l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 7456,91 \times 10^{-3} + 3199,35 \times 10^{-3} \left(4,95 - \frac{5}{2} \right) = 15,3 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 3199,35 \times 10^{-3} (4,95 - 0,05) - 15,3 = 0,38 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')bh f_{bu} = (0,337 \times 5 - 0,81 \times 0,05) \times (5) \times 0,2 \times 18,48 = 30,39 \text{ MN.m}$$

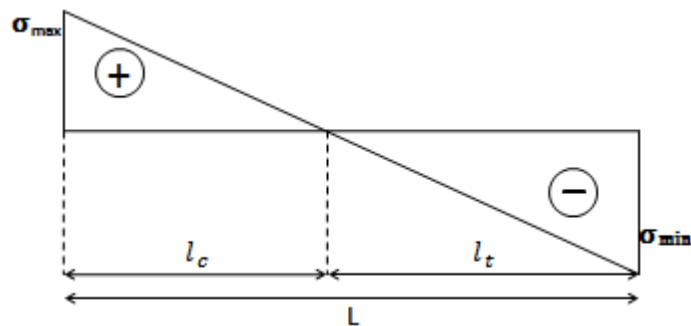
Donc $0,38 \text{ MN.m} < 30,39 \text{ MN.m} \Rightarrow$ section partiellement comprimée Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,169 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,233 \\ z = 4,49 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 85,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 5,21 \text{ cm}^2$$

- Détermination des longueurs (tendu ; comprimée) :



$$-l_t = \frac{\sigma_{\min} \times l}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \qquad l_c = l - 2l_t$$

l_t : la partie tendu du voile

l_c : la partie comprimée du voile

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V ; \begin{cases} \sigma_1 = \frac{3199.35 \times 10^{-3}}{5 \times 0.2} + \frac{7456.91 \times 10^{-3}}{2,083} \times 2,5 = 12.15 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{3199.35 \times 10^{-3}}{5 \times 0.2} - \frac{7456.91 \times 10^{-3}}{2,083} \times 2,5 = -5.75 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ m}$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ SPC

$$-l_t = \frac{5.75 \times 5}{12.15 + 5.75} = 1.59 \text{ m} \qquad l_c = l - 2l_t = 1.82 \text{ m}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

On a : $\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 159) = 6.36 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 182) = 3.64 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 500) = 15 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales : $S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

A. Armatures horizontales : La section des armatures horizontales est calculée selon la formule

suivante : $A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$ avec $\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{3258.48 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4,95} = 3.29 \text{ MPa}$

Espacement des barres horizontales

$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30$ On opte pour un espacement de ($S_t = 20 \text{ cm}$)

Donc $A_h = \frac{3.29 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 4.1 \text{ cm}^2$

Donc $A = \max(A_1, A_2, A_3) = 5.21 \text{ cm}^2$ par face

- **Choix des armatures**

Armatures verticales

La section qu'on a calculé $A = 5.21 \text{ cm}^2$ donc on ferraille avec $A_{ZT} = 14HA12 = 15.83 \text{ cm}^2$ par face

En zone comprimée $A_{Zc} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$ par face

Armatures horizontales : $A_h = 2HA10 = 1.57\text{cm}^2$

Le ferrailage des autres niveaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 4. 22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans les autres niveaux

Niveaux	2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}
Section L×e (m ²)	5×0.2	5×0.2
M (KN.m)	645.57	189.81
N (KN)	4503.86	404.69
V(KN)	958.61	534.36
σ_{\max} (MPa)	5.28	0.63
σ_{\min} (MPa)	3.73	0.18
L_t	2.05	1.11
L_c	0.88	2.78
Section	SPC	SPC
τ_u (MPa) RPA	0.97	0.54
τ_{admi} RPA	5	5
A_V^{cal} /face (cm ²)	49.21	3.021
$A_{\min}^{Z.T}$ (cm ²)	8.2	4.44
$A_{\min}^{Z.C}$ (cm ²)	1.76	5.56
$A_V^{\text{adopté}}$ /face (ZT)	14HA12 = 15.83	14HA12 = 15.83
$A_V^{\text{adopté}}$ /face (ZC)	6HA12 = 6.79	6HA12 = 6.79
A_h^{cal} /face (cm ²)	1.22	0.68
$A_h^{\text{adopté}}$ /face (cm ²)	2HA10 = 1.57	2HA10 = 1.57

➤ **Ferrailage du voile V_{y1} et V_{y2}**

L= 2,45 e=0,2 m d'= 0,05m d =2.4m

Tableau 4.23. Les sollicitations dans le voile V_{Y1} et V_{Y2}

	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Correspondant}}$		V_{\max}
Sous-sol RDC 1^{er}	1147.6	27.7	253.85	574.33	1109.94	528.46	356.84
2^{ème} 3^{ème} 4^{ème}	1029.44	63.98	127.55	155.09	836.63	527.39	350.36
5^{ème} 6^{ème} 7^{ème}	587.81	41.35	42.02	235.57	291.25	183.53	172.42

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le RPA99/V2003, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 200) = 6\text{cm}^2$

Espacement des barres verticales : $S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) = 30\text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Espacement des barres horizontales

$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) = 30\text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau 4.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y1} et V_{Y2}

Niveaux	Sous-sol RDC 1 ^{er}	2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}
Section $L \times e$ (m²)	2,45×0.2	2,45×0.2	2,45×0.2
M (KN.m)	574.33	836.63	291.25
N (KN)	253.85	527.39	183.53
V(KN)	356.84	350.36	172.42
σ_{\max}(MPa)	3.39	5.26	1.83
σ_{\min}(MPa)	-2.35	-3.1	-1.08
L_t	1	0.91	0.91
L_c	0.45	0.63	0.63
Section	SPC	SPC	SPC
τ_u(MPa) RPA	0.74	0.73	0.36
τ_{admi} RPA	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm²)	2.9	2.63	1
$A_{\min}^{\text{Z.T}}$ (cm²)	4	3.64	3.64
$A_{\min}^{\text{Z.C}}$ (cm²)	0.9	1.26	1.26
$A_v^{\text{adopté}}$ /face (ZT)	8HA12=9,05	8HA12=9,05	8HA12=9,05
$A_v^{\text{adopté}}$ /face (ZC)	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA12=2.26
A_h^{cal} /face (cm²)	0,93	0.9	0.45
$A_h^{\text{adopté}}$ /face (cm²)	2HA10 = 1.57	2HA10 = 1.57	2HA10 = 1.57

➤ **Ferrailage du voile V_{y4} et V_{y3} et V_{y5}**

$L= 1,3\text{m}$ $e=0,2\text{ m}$ $d'= 0,05\text{m}$ $d =1,25\text{m}$

Tableau 4.25. Les sollicitations dans le voile V_{y4} et V_{y3} et V_{y5}

	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Correspondant}}$		V_{\max}
Sous-sol RDC 1^{er}	707.1	15.67	41.58	25.03	245.68	528.32	554.73
2^{ème} 3^{ème} 4^{ème}	634.19	7.15	40.02	34.52	187.72	366.48	92.88
5^{ème} 6^{ème} 7^{ème}	408.73	10.68	-34.12	6.58	68.01	289.85	107.76

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 130) = 3,9\text{cm}^2$

Espacement des barres verticales : $S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30\text{ cm}) = 30\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{ cm}$

Espacement des barres horizontales

$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30\text{ cm}) = 30\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{ cm}$

Tableau 4.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} et V_{y3} et V_{y5}

Niveaux	Sous-sol RDC 1 ^{er}	2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}
Section $L \times e$ (m²)	1,3×0.2	1,3×0.2	1,3×0.2
M (KN.m)	245.68	187.72	68.01
N (KN)	528.32	366.48	289.85
V(KN)	554.73	92.88	107.76
σ_{\max}(MPa)	6.03	4.46	2.22
σ_{\min}(MPa)	-1.97	-1.65	0.01
L_t	0.32	0.35	0.006
L_c	0.66	0.6	1.288
Section	SEC	SPC	SPC
τ_u(MPa) RPA	1.15	0.04	0.43
τ_{admi} RPA	5	5	5
A_V^{cal} /face (cm²)	1.44	0.65	0.23
$A_{\min}^{Z.T}$(cm²)	1.28	1.4	0.24
$A_{\min}^{Z.C}$(cm²)	1.32	1.2	2.6
$A_V^{\text{adopté}}$/face (ZT)	6HA12=6,79	6HA12=6,79	6HA12=6,79

$A_v^{adopté} / \text{face (ZC)}$	2 HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA12=2.26
$A_h^{cal} / \text{face (cm}^2\text{)}$	1.44	0.05	0.54
$A_h^{adopté} / \text{face (cm}^2\text{)}$	2HA10 = 1.57	2HA10 = 1.57	2HA10 = 1.57

Le Schéma de ferrailage de voile V_{x1} au niveau de RDC courant est illustré dans la figure ci-joint.

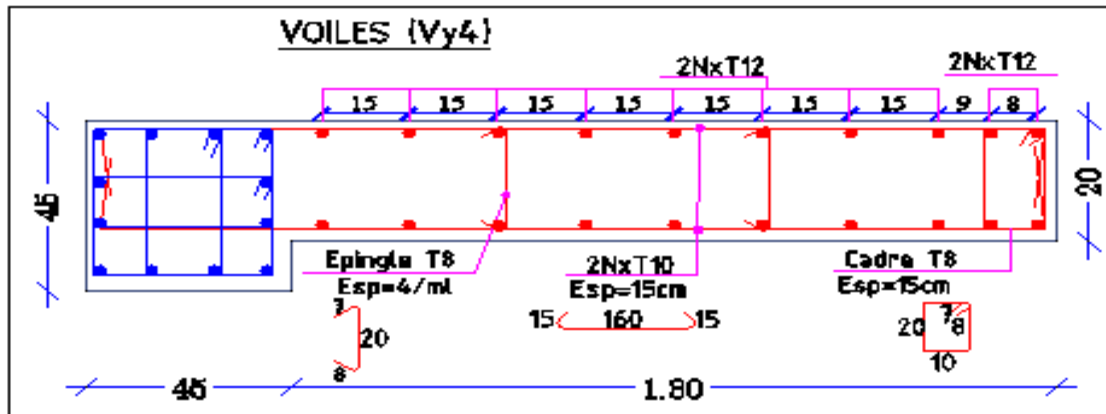


Figure 4.6. Schéma de ferrailage du voile V_{Y4} au niveau du RDC

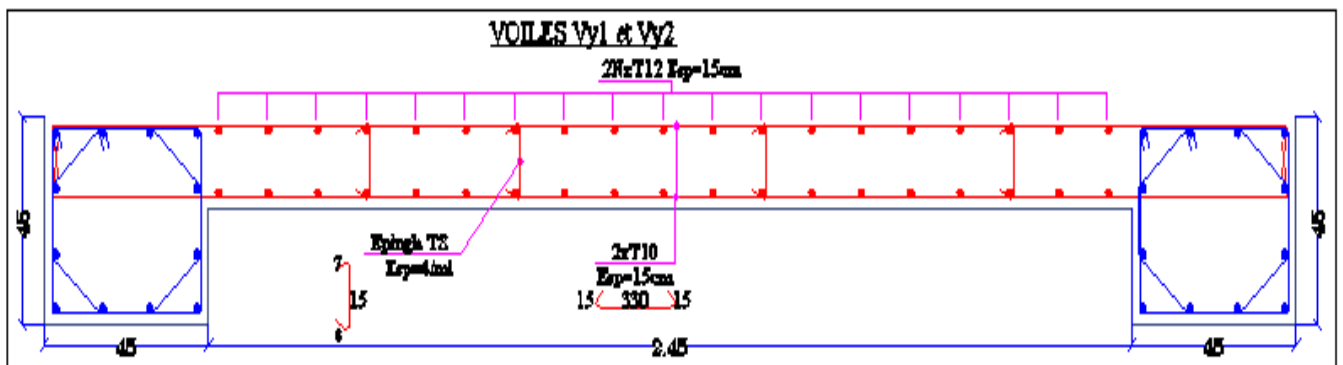


Figure 4.7. Schéma de ferrailage du voile V_{Y1} et V_{Y2} au niveau du RDC

Conclusion : Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et armés.

Le ferraillage adopté pour les poteaux est le maximum obtenu par le calcul et ce lui donnée par le RPA, il est noté que le ferraillage minimum est souvent plus important que celui donné par le calcul au BAEL.

Les poutres ont été ferraillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS**.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée. Le ferraillage adopté respecte les recommandations de RPA et du BAEL.

Chapitre 5

L'étude de
l'infrastructure

Chapitre 05

Etude de l'infrastructure

5.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de structure qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure et recevoir les actions ascendantes du sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes).

5.2. Choix de types des fondations

Le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol
- ✓ La charge à transmettre au sol
- ✓ La profondeur d'ancrage

Pour le choix du type de fondation, nous allons vérifier dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le **RPA99/2003 (article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$; Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 et CBA : $1.35G+1.5Q$; $G+Q$.

Etude des fondations

5.2.1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

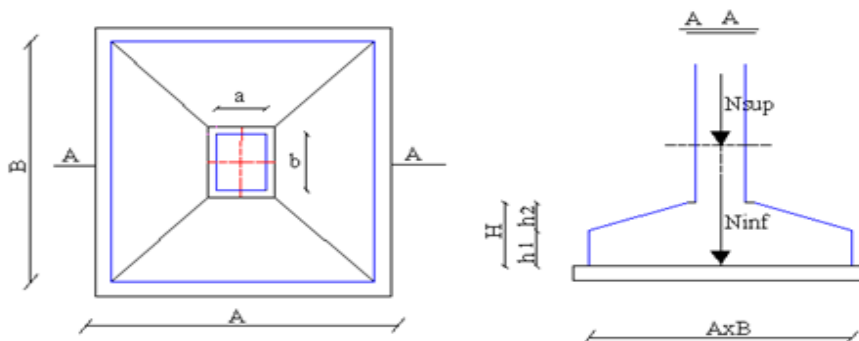


Figure.5.1. Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification nous allons prendre la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal (ELS) agissant sur la semelle, obtenue par **ETAPS 2016**.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité à une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$

$$N_s = 1258.71 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_s = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{1258.71}{250}}$$

$$B \geq 2.24 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.35 m si nous optons pour $B=2.5\text{m}$. on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

5.2.2. Vérification des semelles filantes

Nous avons choisi une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 5 poteaux

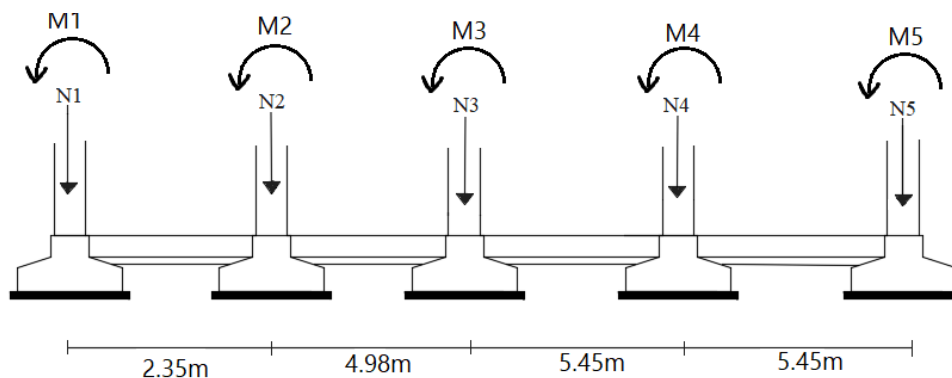


Figure.5.2. Schéma d'une Semelle filante (Axe x-x)

5.2.3 Étude des semelles filantes sous poteaux

5.2.3.1 Dimensionnement (coffrage)

Tableau.5.1 : Les efforts agissant sur la semelle (ELS).

	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5
N_i	105.2156	647.9476	1199.6996	1261.2806	200.5979
M_i	-3.9838	5.7177	10.8129	6.6295	1.3175
$d(m)$	1.00	3.35	8.33	13.78	19.23

Moment fléchissant de calcul : $M_s = \sum_{i=1}^5 M_i = 20.49 \text{ KN.m}$

L'effort normal : $N_s = \sum_{i=1}^5 N_i = 3414.74 \text{ KN}$

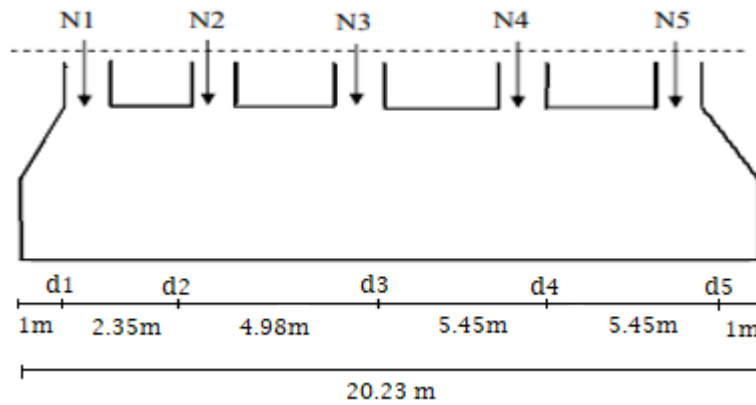


Figure.5.3. Calcul de l'abscisse de la résultante de l'effort normal

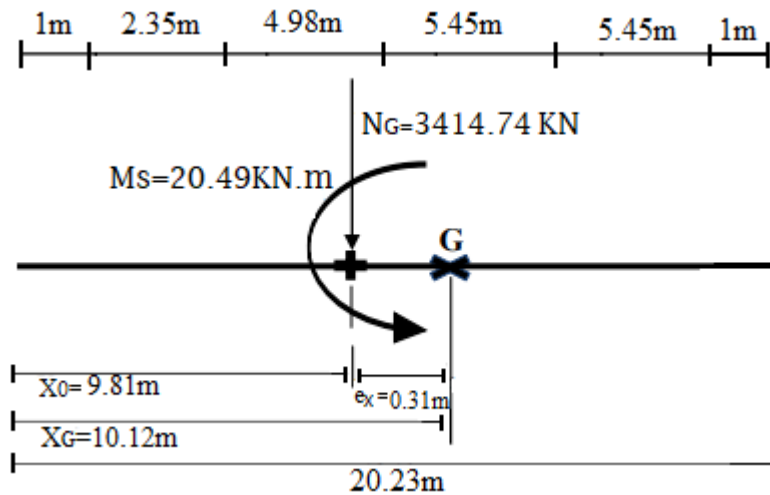


Figure.5.4. Excentricité de l'effort normal total (ELS).

Excentricité de l'effort normal résultant par apport au centre de gravité de la semelle

Abscisse d'application de $N_G = N_G \times X_0 = \sum_{i=1}^5 N_i \times d_i \Rightarrow X_0 = \frac{\sum_{i=1}^5 N_i \times d_i}{N_G} = 9.81 \text{ m}$

$e_x = X_0 - X_G = -0.32 \text{ m} < \frac{L}{6} = 3.37 \text{ m}$

Moment fléchissant résultant sollicitant

Le centre de gravité de la semelle :

$M_G = M_{s \pm} N_G \times e_x = 1113.21 \text{ KN}$

Contrainte sollicitant le sol

$Q_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ KPA}$

$\sigma_{max} = \frac{N_G}{B \times L} \times (1 + \frac{\sigma e_x}{L})$

$\sigma_{min} = \frac{N_G}{B \times L} \times (1 - \frac{\sigma e_x}{L})$

$$Q_{ref} = \frac{N_G}{B \times L} + \frac{3 \times N_G \times e_x}{B \times L^2}$$

$$B \geq \frac{N_{st} \times L + 3 \times N_{st} \times e_x}{L^2 \times \bar{\sigma}_s} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ KPA}$$

B=0.92 m donc on opte B =1.10 m.

A -Hauteur totale de la semelle filante (ht)

La hauteur totale de la semelle (ht) est donnée par la condition de la rigidité :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow h_t \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$d = 30 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

Hauteur du glacis semelle filante ;

$$\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi + 6 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm} \end{cases}$$

on prend $h_1 = 20 \text{ cm}$

Avec b: largeur de la semelle filante

ht : hauteur totale de la semelle filante

b₀ : largeur de la poutre de libage

h₀ : hauteur de la poutre de libage

h₁: hauteur du glacis

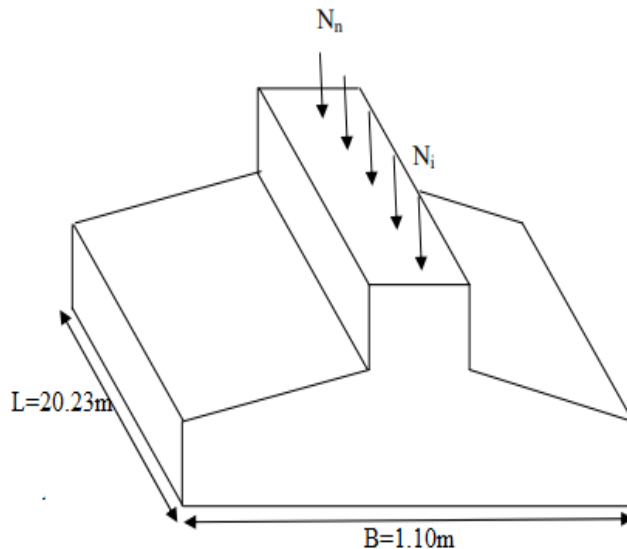


Figure.5.5. Semelle filante

On a un poteau de dimension : b= 45 cm donc b₀ = b + 2×5 = 55 cm

$$G_{semelle} = (B \times h_t + (\frac{B-b_0}{2} \times (h_t - h_1)) \times L \times \gamma_b = (1.10 \times 0.35 + (\frac{1.10-0.55}{2} \times (0.35 - 0.2)) \times 20.23 \times 25$$

$$G_{semelle} = 215.58 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de terre : } G_{terre} = B \times L \times H \times \gamma_H = 761.05 \text{ KN} \quad (\gamma_H = 19 \text{ KN/m}^2)$$

$$T_{totale} = N_{(superstructure)} + N_{(infrastructure)} \Rightarrow N_{total} = \sum N_i + G_{semelle} + G_{terre}$$

$$\text{Avec : } N_{infrastructure} = 3414.74 \text{ KN}, N_{infrastructure} = 976.63 \text{ KN} \Rightarrow N_{poid} = 4391.37 \text{ KN}$$

N_{infrastructure}: le poids de toutes les éléments de l'infrastructure (semelle, terre, avant poteau,).

B- Vérification de poinçonnement :

$$q_{ref} = \frac{3 \sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} = \frac{N_G}{B \times L} + \frac{3 \times N_G \times e_x}{B \times L^2} = 300 \text{ KPA} > \bar{\sigma}_s = 250 \text{ KPA}$$

Condition non vérifiée. Donc, on augment B

$$\text{Pour : } B = 1.50 \text{ m} \Rightarrow q_{ref} = 220.56 \text{ KPA} < 250 \text{ KPA}$$

La condition est vérifiée. Pas de risque de poinçonnement.

C-vérification de renversement :

Selon (Article 10.1.5) [1] , on doit vérifier que l'excentrement de la résultantes des forces verticales

gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centre de la base des éléments de fondation résistant au renversement. $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$e = \frac{20.49}{3414.74} = 0.006 \text{ m} \leq \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m}$$

La condition est vérifiée. Pas de risque de renversement.

5.3. Poutre libage

5.3.1 Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle. La poutre libage est généralement noyée dans la semelle.

5.3.2 Dimensionnement

$$b_0 = b + 2 \times 5 = 55 \text{ cm}$$

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{7} \quad \text{Avec L: la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle}$$

$$L = 5.45 \text{ m} \Rightarrow h \geq 77.86 \text{ cm} \Rightarrow h = 80 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} < h = 80 \text{ cm} \text{ et } b_0 = 55 \text{ cm}$$

ELS

Efforts sollicitant au la semelle filante axe 5 pour ml.

$$P_s = q_{\text{ref}} \times B = 220.56 \times 1.5 = 330.84 \text{ KN}$$

a-Ferrailage transversal de la semelle

$$d = 30 \text{ cm} , b = 45 \text{ cm} , \bar{\sigma}_s = 250 \text{ KPA}$$

$$A_s = P_s \times \frac{B-b}{8 \times d \times \bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = 330.84 \times 10^{-3} \times \frac{1.5 - 0.45}{8 \times 0.30 \times 250} = 5.79 \text{ cm}^2$$

filante

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement } S_t = 100/6 = 16.66 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

b- Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_s}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3\text{HA}12 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

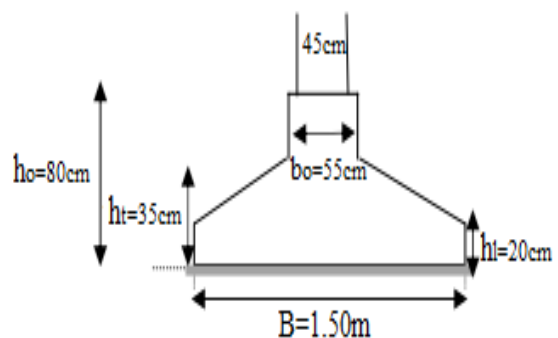


Figure.5.6. Vue en coupe d'une semelle

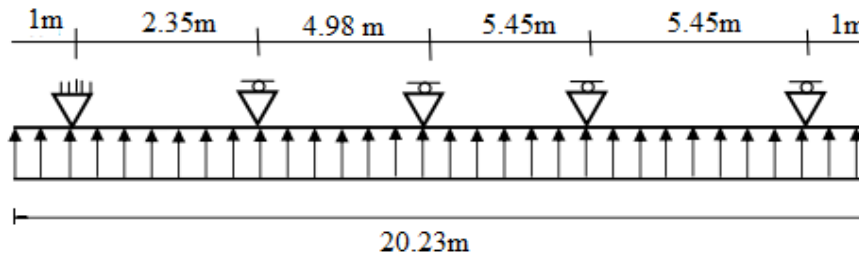


Figure .5.7. Schéma statique de poutre libage (RDM)

c - Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle (sens longitudinale)

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_z \times B}}$$

$I=0.064 \text{ m}^4$, $B=1.50 \text{ m}$, $E_e =32 \times 10^6 \text{ KPA}$, $K_z = 4 \times 10^4 \text{ KPA}$

$L_e = 3.41 \text{ m}$

$L_{\max} = 5.45 \text{ m} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} + b = 5.80 \text{ m}$

Donc la semelle filante rigide et le diagramme des contraintes linéaire.

d- Efforts internes (M, N, T) dans le libage

$M_1 = M_5 = \frac{P_S \times x^2}{2} = \frac{330.84 \times 1^2}{2} = 165.42 \text{ KN.m}$

$M_1 \times L_1 + 2 \times M_2 \times (L_1 + L_2) = \left(\frac{p_u \times L_1^3}{4} + \frac{p_u \times L_2^3}{4} \right)$ avec : $\begin{cases} M_1 = 165.42 \text{ KN.m} \\ L_1 = 2.35 \text{ m}, L_2 = 4.98 \text{ m} \\ P_S = 330.84 \text{ KN} \end{cases}$

$M_1 \times 2.35 + 2 \times M_2 \times (2.35 + 4.98) + M_3 \times 4.98 = 11288.58 \dots\dots\dots(1)$

$M_2 \times L_2 + 2 \times M_3 \times (L_2 + L_3) = \left(\frac{p_u \times L_2^3}{4} + \frac{p_u \times L_3^3}{4} \right)$ avec : $\begin{cases} L_2 = 4.89 \text{ m}; L_3 = 5.45 \text{ m} \\ P_S = 330.84 \text{ KN} \end{cases}$

$M_2 \times 4.98 + 2 \times M_3 \times (4.98 + 5.45) + M_4 \times 5.45 = 22604.16 \dots\dots\dots(2)$

$M_3 \times L_3 + 2 \times M_4 \times (L_3 + L_4) = \left(\frac{p_u \times L_3^3}{4} + \frac{p_u \times L_4^3}{4} \right)$ avec : $\begin{cases} L_3 = 5.45 \text{ m}; L_4 = 5.45 \text{ m} \\ P_S = 330.84 \text{ KN} \end{cases}$

$M_3 \times 5.45 + 2 \times M_4 \times (5.45 + 5.45) + M_5 \times 5.45 = 26777.96 \dots\dots\dots(3)$

En résoudre les équation (1,2,3) , on trouve

$M_2 = 485.48 \text{ KN.m}$

$M_3 = 749.26 \text{ KN.m}$

$M_4 = 758.93 \text{ KN.m}$

Travée 1 : (L₁=2.35m)

$M(x) = 165.42 - 388.73x + 165.42x^2 \Rightarrow \begin{cases} \frac{dm}{dx} = 330.84x - 388.73 \\ M_t^{\max} = M(1.17) = -62.95 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = 330.84x - 338.73$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -338.73 \text{ KN} \\ T(2.35) = 438.74 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2 : ($L_2=4.98 \text{ m}$)

$$M(x) = 485.48 - 823.79x + 165.42x^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{dm}{dx} = 330.84x - 823.79 \\ M_t^{max} = M(2.49) = -424.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = 330.84x - 823.79$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -823.79 \text{ KN} \\ T(4.98) = 823.79 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 3 : ($L_3=5.45 \text{ m}$)

$$M(x) = 749.26 - 901.54x + 165.42x^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{dm}{dx} = 330.84x - 901.54 \\ M_t^{max} = M(2.73) = -479.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = 330.84x - 901.54$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -901.54 \text{ KN} \\ T(5.45) = 901.54 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 4 : ($L_4=5.45 \text{ m}$)

$$M(x) = 758.93 - 901.54x + 165.42x^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{dm}{dx} = 330.84x - 901.54 \\ M_t^{max} = M(2.73) = -469.42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = 330.84x - 901.54$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -901.54 \text{ KN} \\ T(5.45) = 901.54 \text{ KN} \end{cases}$$

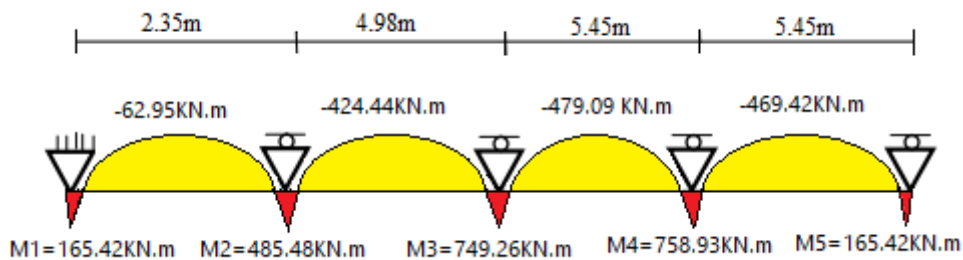


Figure.5.8. Diagramme des moments.

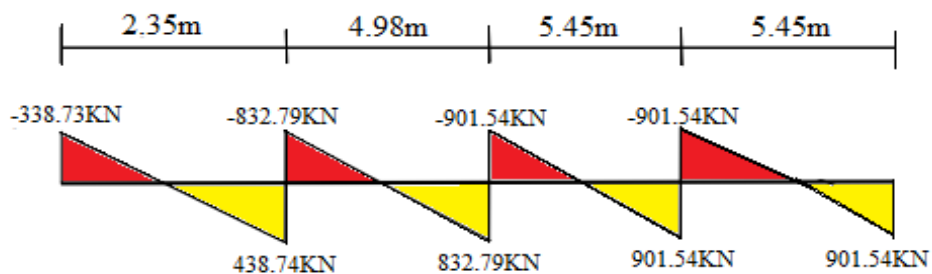


Figure5.9 Diagramme des efforts tranchants.

5.3.3. Ferrailage de la poutre libage

1-Ferrailage partie inferieure

On a $d=77\text{cm}$, $b_0=55\text{ cm}$, $f_{c28}=25\text{MPA}$, $f_e=348\text{MPA}$, $\overline{\sigma}_{bc}=15\text{MPA}$

$$M_{ser}^{max} = 758.93 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 110\sqrt{\eta \times f_{28}} = 202 \text{ MPA}$$

$$\beta_{ser} = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}} = 0.15$$

$$Z = d \left[1 - \frac{\alpha}{3} \right] = 0.810 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_{st}} = 46.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} = 15\text{HA}20 = 47.12 \text{ cm}^2$$

2-Ferrailage partie superieure

On a $d=77\text{cm}$, $b_0=55\text{ cm}$, $f_{c28}=25\text{MPA}$, $f_e=348\text{MPA}$, $\overline{\sigma}_{bc}=15\text{MPA}$

$$M_{ser}^{max} = -479.09 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 110\sqrt{\eta \times f_{28}} = 202 \text{ MPA}$$

$$\beta_{ser} = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}} = 0.11$$

$$Z = d \left[1 - \frac{\alpha}{3} \right] = 0.899$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_{st}} = 26.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} = 7\text{HA}20 + 3\text{HA}14 = 26.39 \text{ cm}^2$$

C) Ferrailage vis à vis de l'effort tranchant

$$T^{\max} = 901.54 \text{ KN} \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{901.54 \times 10^2}{55 \times 77} = 21.28 \text{ Bar} \Rightarrow f_{tk} = 21 \text{ Bar} \\ \frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 \times f_{tk})}{0.9 \times f_e} = 4.79 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (4HA10)} : S_t \leq \frac{A_t}{4.79 \times 10^{-3} \times 55} = 11.92 \text{ cm}$$

Espacement maximal (CBA93)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 4 \text{ Bar} \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 4} = 57.09 \text{ cm}$$

On retient un espacement de 10 cm en zones nodales et 30cm en zones courantes.

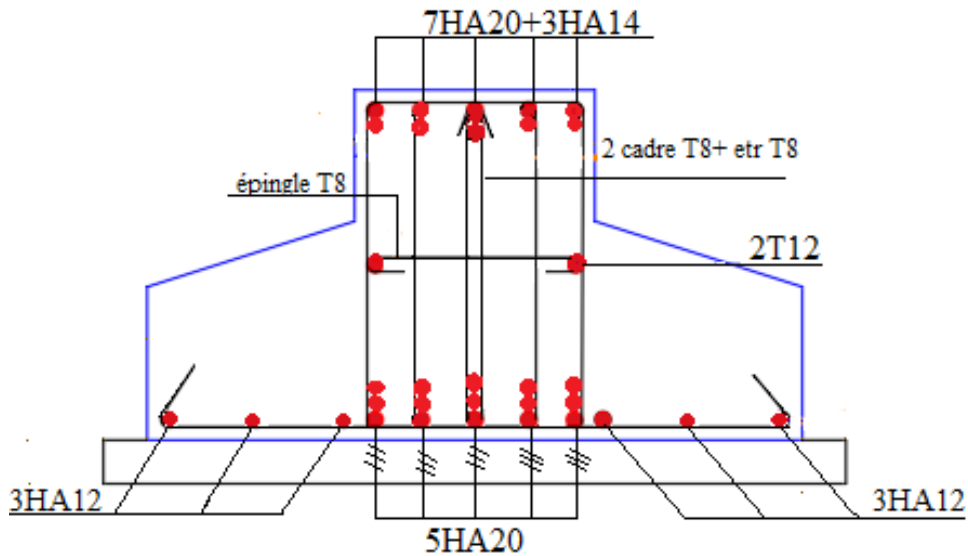


Figure.5.10. Schéma de ferrailage d'une Semelle filante

5.4. Etude des longrines

5.4.1 Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les têtes semelles

5.4.2. Rôle des longrines

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

5.4.4. Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30: \text{sites de catégorie S2 et S3.} \\ 30 \times 30: \text{sites de catégorie S4.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art IV.2.3)}$$

La hauteur h des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots [1](\text{Art IV.2.3}).$$

L_{max} : longueur maximale entre axes des longrines ; $L_{max} = 4.20 \text{ m}$

$$\frac{420}{15} < h < \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \text{ cm} < h < 42 \text{ cm}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

5.4.5. Calcul des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$\text{à } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN avec}$$

N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. $\left\{ \begin{array}{l} \text{site S3} \\ \text{zone II} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha=12$

• Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; 15Ø).

Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles **(B.A.E.L 91)** :

Les armatures longitudinales(AI) BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$A_l \geq (A_{Elu}; A_{Els})$ avec : A_{Elu} : Section d'armatures calculée à ELU... $A_u = \frac{F_{ELU}}{\bar{\sigma}_{st}}$

$F_{ELU} = \frac{N_{Umax}}{\alpha}$ avec N_u^{max} : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à ELU

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite ultime de l'acier.

A_{ELS} : section d'armatures calculée à ELS..... $A_u = \frac{F_{ELS}}{\bar{\sigma}_{st}}$

$F_{ELS} = \frac{N_{Smax}}{\alpha}$ avec N_S^{max} : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à ELS

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 202\text{MPa}$$

Avec $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite de service de l'acier.

Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 27 \times 2.1}{400} = 4.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{BAEL(Art .A.4.2.1)}$$

Minimum d'armature exigé par le RPA

$$A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau 5.2

Tableau.5.2. Ferrailage longitudinale des longrines

N_{Umax} KN	F_{ELU} KN	A_{Elu} KN	N_{Smax} KN	F_{ELS} KN	A_{ELS} cm ²	A_{\min} (BAEL) cm ²	A_{\min} (RPA) cm ²	$A_{adopté}$ cm ²
1851.897	154.32	6.76	1261.281	105.12	5.2	4.25	5.4	6HA12=6.79

Armatures transversales

$$\phi_l \leq \left(\frac{h}{35} ; \phi_{l \min} ; \frac{b}{10} \right) \text{ donc : } \phi_l \leq \left(\frac{30}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10} \right) = \text{min}(0.86 ; 1.2 ; 3) = 0.86 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier Ø8, pour un espacement de 15cm.

C) Schéma de ferrailage

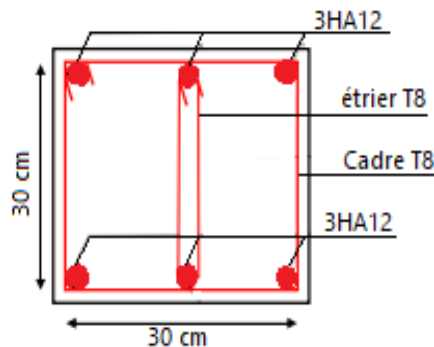


Figure .5.11 .Schémas de ferrailage de la longrine

5.5. Etude es Voiles périphériques

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement. Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière important

5.5.1. Dimensionnement des voiles

La hauteur $h=3.06$ m

La longueur $L=5.23$ m

L'épaisseur $e= 20$ cm

Caractéristiques du sol

Dans notre cas on a utilisé la TVO comme remblais derrière le mur de caractéristiques suivantes

Le poids spécifique $\gamma_n=18.2$ KN/m²

L'angle de frottement $\varphi=20^\circ$

La cohésion $C =1.04$ bar

5.5.2.Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

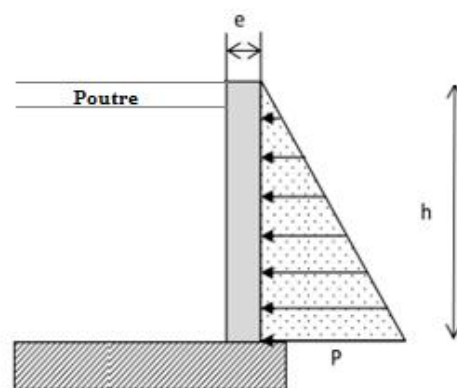


Figure.5.12. Poussée des terres sur les voiles Périphériques

La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 26.39 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges accidentelle

$$q = 10 \frac{KN}{m^2} \text{ donc } Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 4.9 \frac{KN}{m^2}$$

5.5.3.Ferraillage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A) Calcul à l'ELU

Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = 1.35 \times 26.39 + 1.5 \times 4.9 = 42.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5 \times 4.9 = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc $\sigma_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.07 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = \sigma_{ref} \times 1ml = 34.07 \text{ KN/m}$$

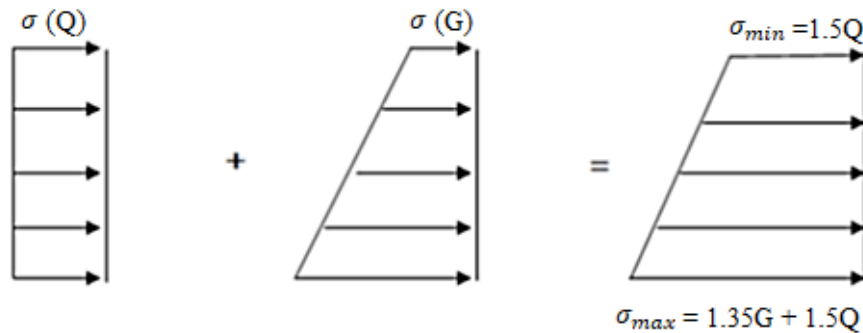


Figure.5.13. Répartition des contraintes sur le mur

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$L_x = 3.06 \text{ m}$; $L_y = 5.23 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.23} = 0.59 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \text{ (ANNEX 1)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 0.0836 \times 3.06^2 \times 22.69 = 17.76 \text{ KN.m}$$
 ; $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 5.01 \text{ KN.m}$

Moment en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 15.09 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 4.26 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -8.88 \text{ KN.m}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$

Tableau.5.3. Sections de ferraillage de voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N _{bar}
Travée	x-x	15.09	0.036	0.046	0.167	2.59	2	3.14	4HA10
	y-y	4.26	0.010	0.013	0.169	0.72	2	3.14	4HA10
Appui		-8.88	0.022	0.028	0.168	1.52	2	3.14	4HA10

• **Espacements**

Sens x-x $S_t = \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y $S_t = \min(3e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

• **Condition de non-fragilité**

$$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12\text{cm} ; A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.59)}{2} \times 100 \times 20 = 1.93\text{cm}^2$$

• **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u}{2} l_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{34.07}{2} \times 3.06 \times \frac{5.23^4}{3.06^4 + 5.23^4} = 46.39\text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u}{2} l_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{34.07}{2} \times 5.23 \times \frac{3.06^4}{3.06^4 + 5.23^4} = 9.35\text{ KN}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52\text{ MPa}$

$$\tau = \frac{46.39 \times 10^{-3}}{0.17} = 0.27\text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.52\text{ MPa} \Rightarrow \text{Donc c'est vérifié}$$

B) Calcul à L'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 4.9 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ; \sigma_{max} = G + Q = 31.29\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 20.93 + 3.07}{4} = 24.69 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ; q_s = \sigma_{ref} \times 1\text{ml} = 24.69\text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0.59 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \quad (\text{ANNEX A})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 0.0836 \times 3.06^2 \times 16.47 = 12.89\text{ KNm} ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 3.64\text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 10.96\text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 3.09\text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis } M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -6.45\text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63\text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Tableau.5.4. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	10.96	3.56	9259.81	4.21	15	Vérifier	238.61	201.63	Non Vérifier
	y-y	3.09	3.56	9259.81	1.19	15	Vérifier	83.31	201.63	Vérifier
Appui		6.45	3.56	9259.81	2.48	15	Vérifier	140.43	201.63	Vérifier

La contrainte de traction dans les aciers n'est pas vérifiée en traction donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Tableau.5.5. Section d'armatureur du mur périphérique

Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-3})$	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée x-x	10.96	1.88	0.218	3.45	4HA12=4.52	25

Schémas de ferrailage

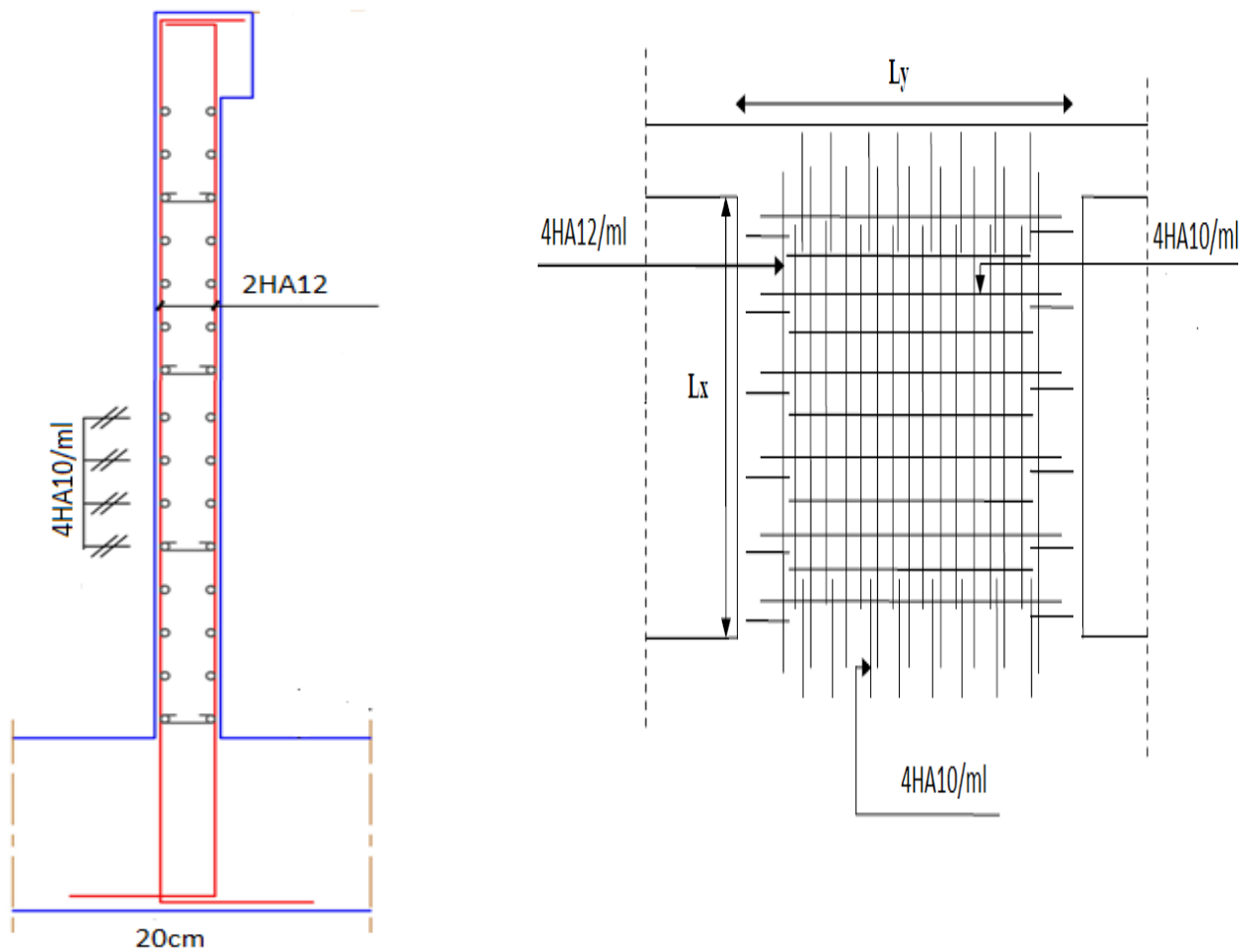


Figure 5.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait.

Nous avons donc opté pour des semelles filantes.

Conclusion

Conclusion générale

Notre projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique nos connaissances. Une expérience très bénéfique pour nous, car elle constitue une étape de transition entre deux milieux différents (l'université et la vie professionnelle).

Ce projet nous a permis d'avoir une idée sur les problèmes que l'on peut rencontrer dans le domaine pratique et de trouver la solution la plus fiable surtout l'utilisation du logiciel ETABS 2016 nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique et donc nous a permis d'économiser beaucoup de temps pour calculer les efforts internes et les déformations dans la structure et on a pu simuler le comportement de la structure à chaque nouvelle disposition des voiles, afin de choisir la meilleure.

Les résultats nous ont permis de dimensionner des fondations convenables et de déterminer le ferrailage des poutres, poteaux, voiles et des éléments secondaires de la structure

Nous souhaitons que ce projet soit pour nous un point de départ pour d'autres projets dans notre avenir professionnel

Bibliographie

- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ; C.G.S ; Alger
- ✓ J.P.Mougin, « cours de béton armé, BAEL91 modifié 99». (deuxième édition ; Paris, 2000.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- ✓ DTR B.C.2.2, « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».C.G.S, Alger; 1979
- ✓ Cours de béton armé, 3ième et master I année Génie Civil.

Autres documents consultés :

- ✓ Note de cours.
- ✓ Mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexe (C)

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	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe (D)

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/Lx	v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/		0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067		
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066		
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065		
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063		
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060		
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057		
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	<u>0.065</u>	0.058	0.054		
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049		
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046		
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042		
Valeur de M_2	0.0	/		0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074		
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067		
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061		
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056		
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051		
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047		
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	<u>0.052</u>	0.047	0.043		
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038		
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035		
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032		

Annexe (E)

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe (A)

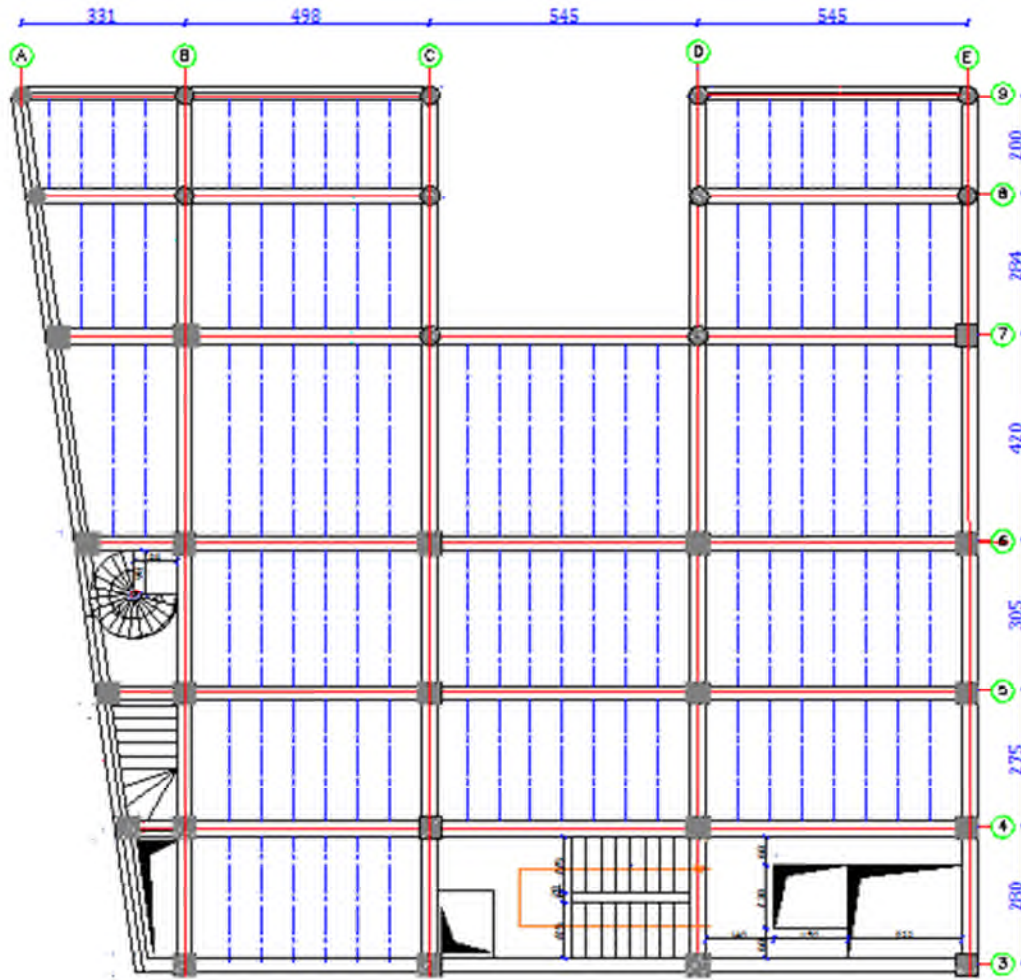


Figure. Disposition des poutrelles sur le plancher niveau 0.00

Annexe (A)

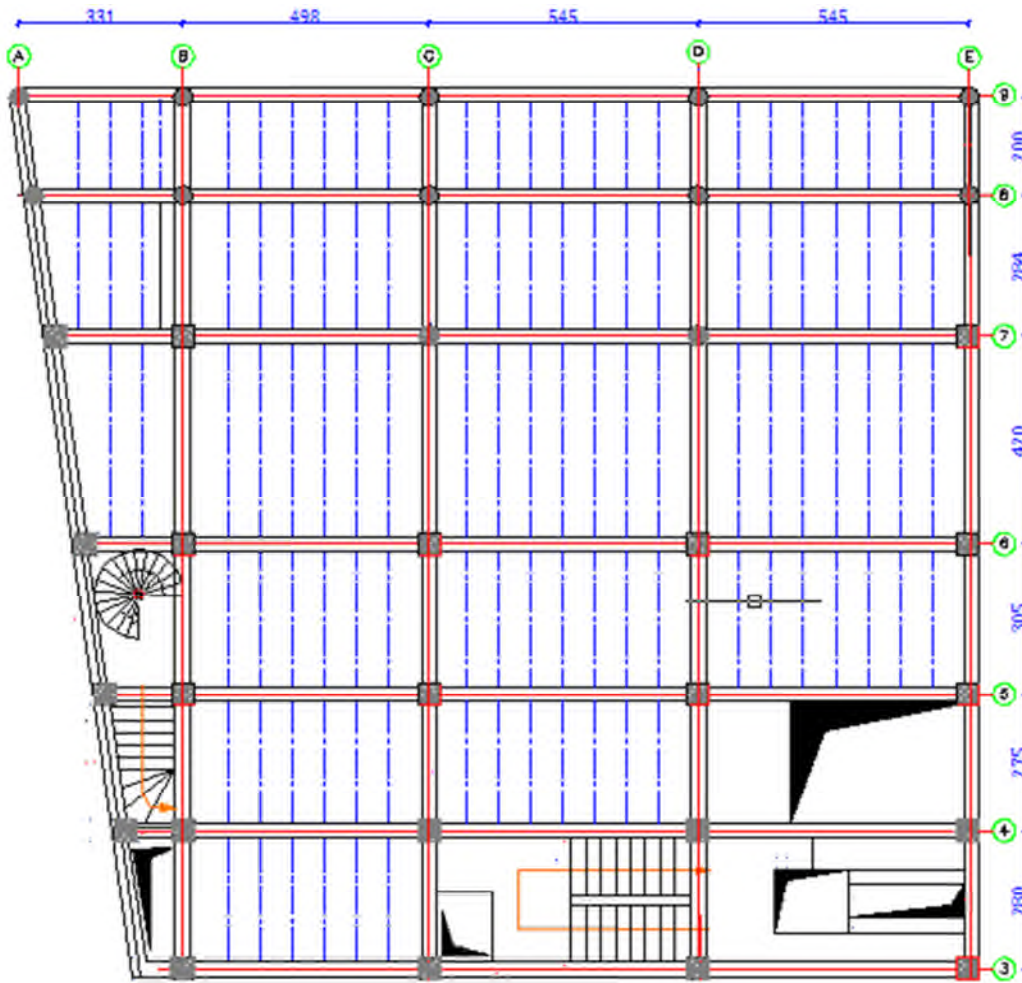


Figure. disposition des poutrelles sur le plancher RDC niveau 2.8m

Annexe (A)

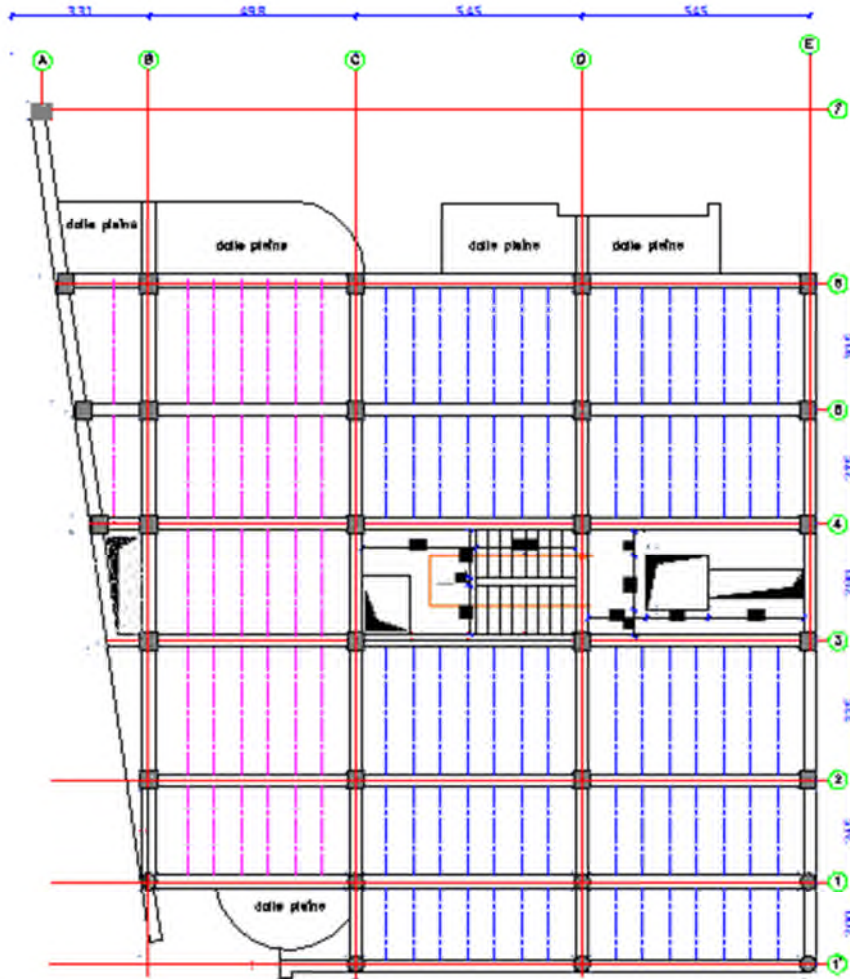


Figure. Disposition des poutrelles sur le plancher 1^{er} & 2^{ème} étage

Annexe (A)

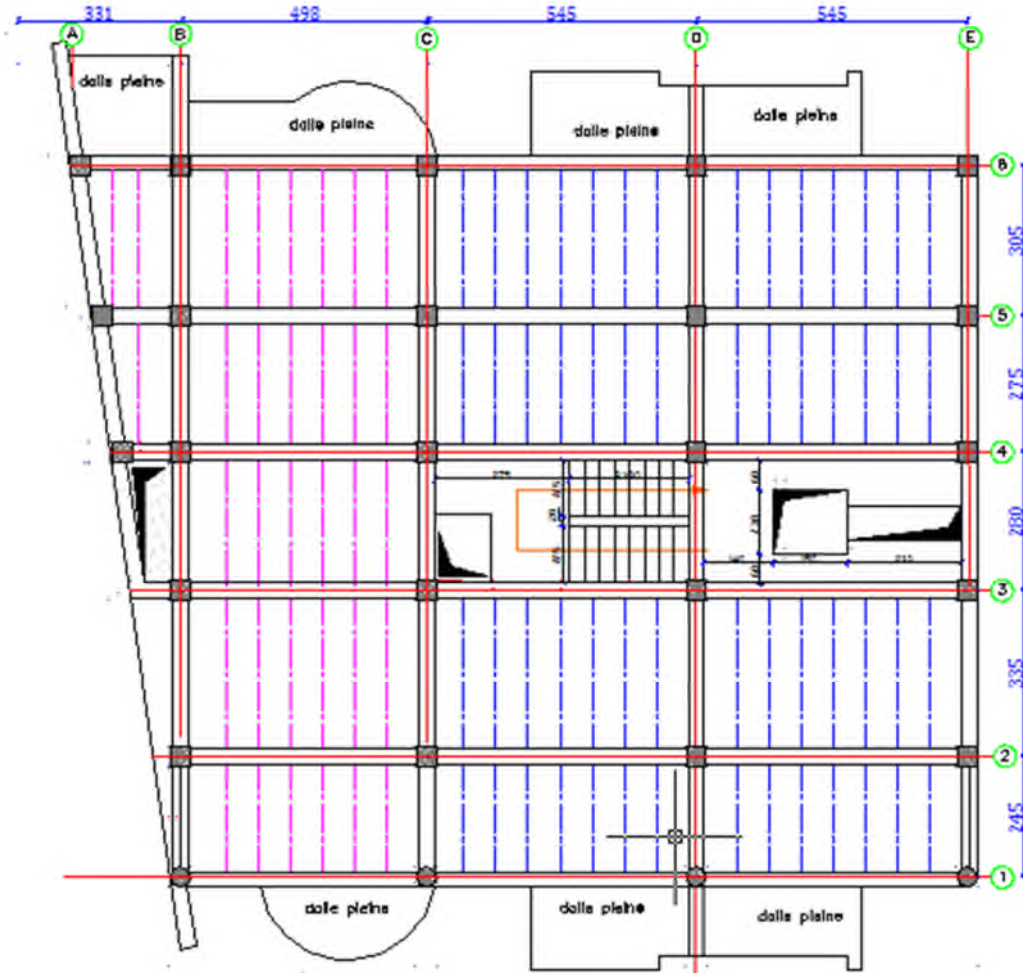


Figure. Disposition des poutrelles sur le plancher des étages (3,4,5,6,7)

Annexe (A)

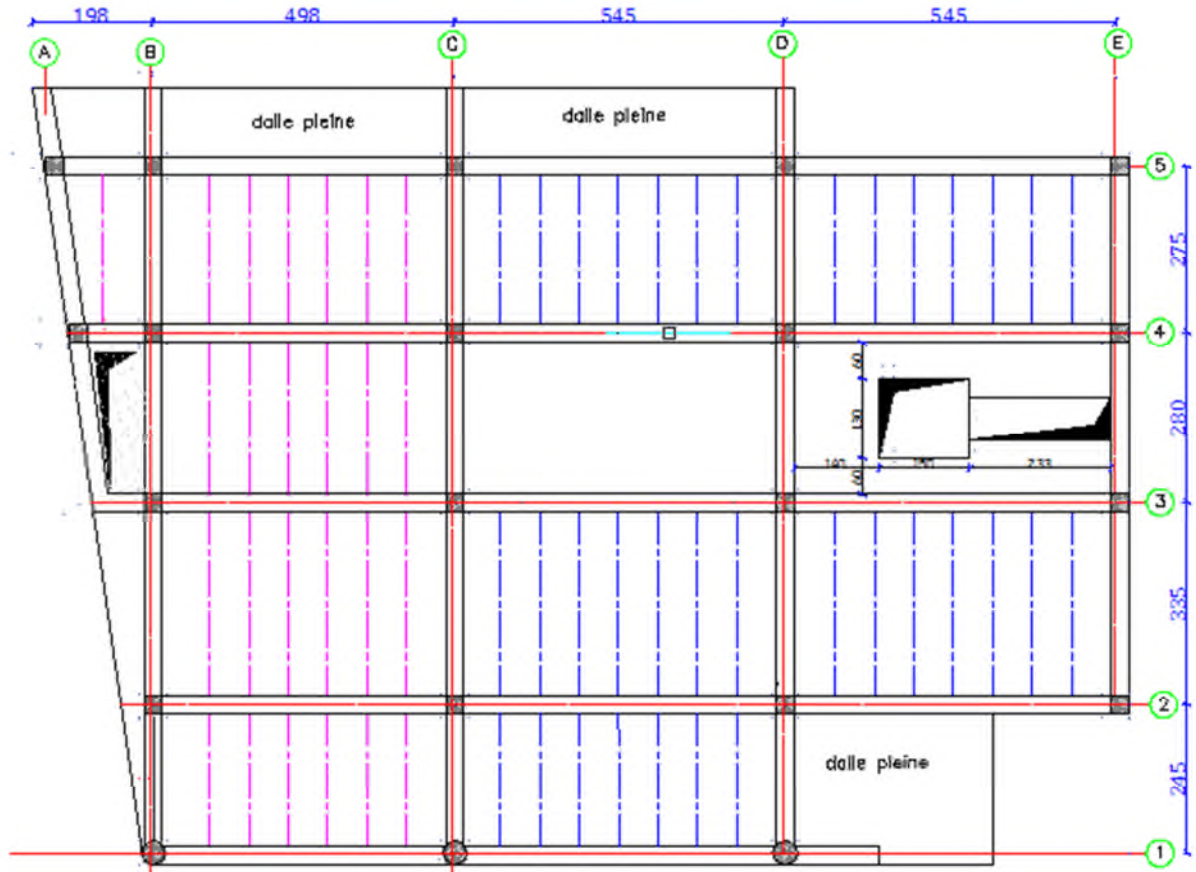
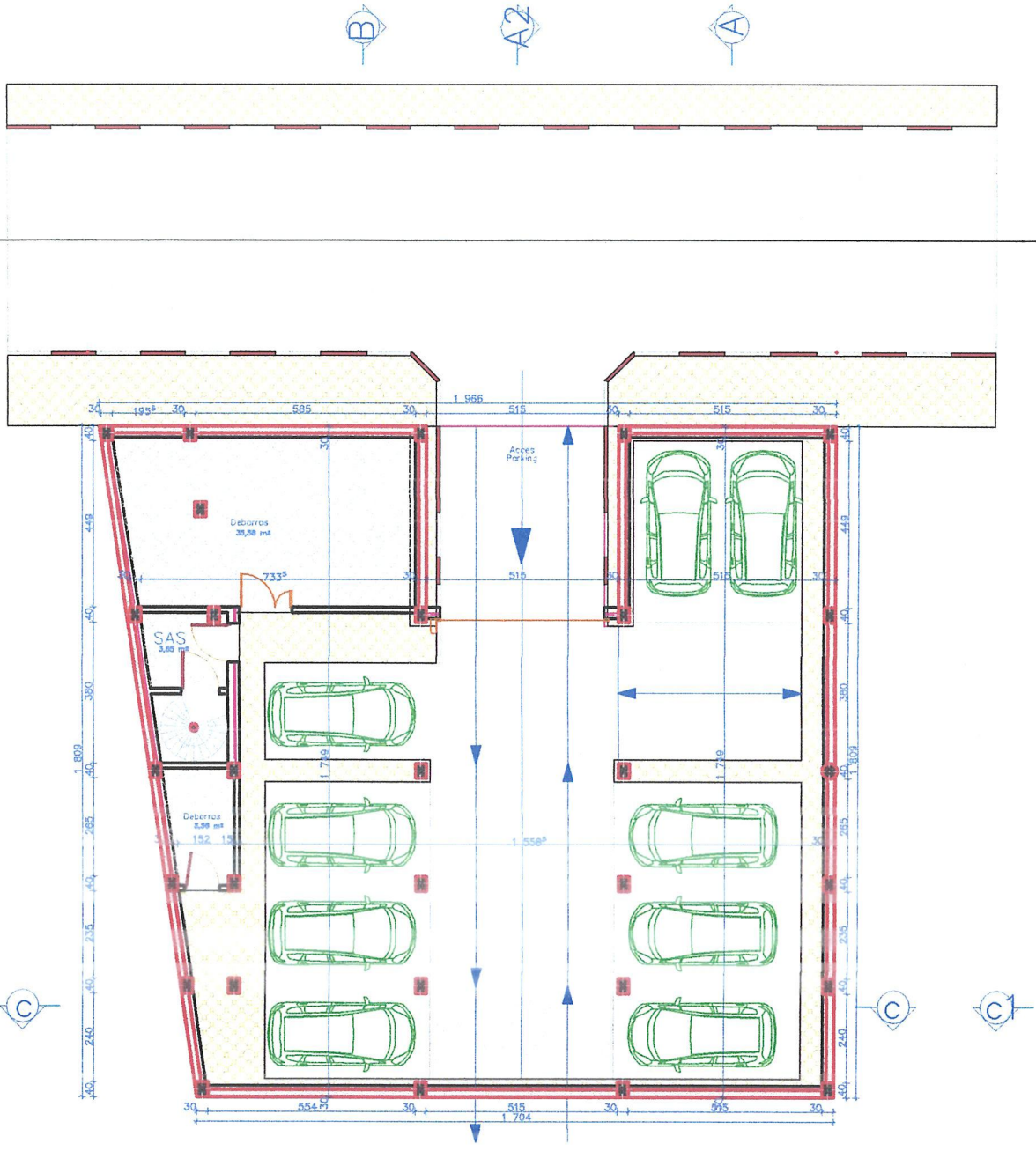


Figure. Disposition des poutrelles sur le plancher terrasse inaccessible



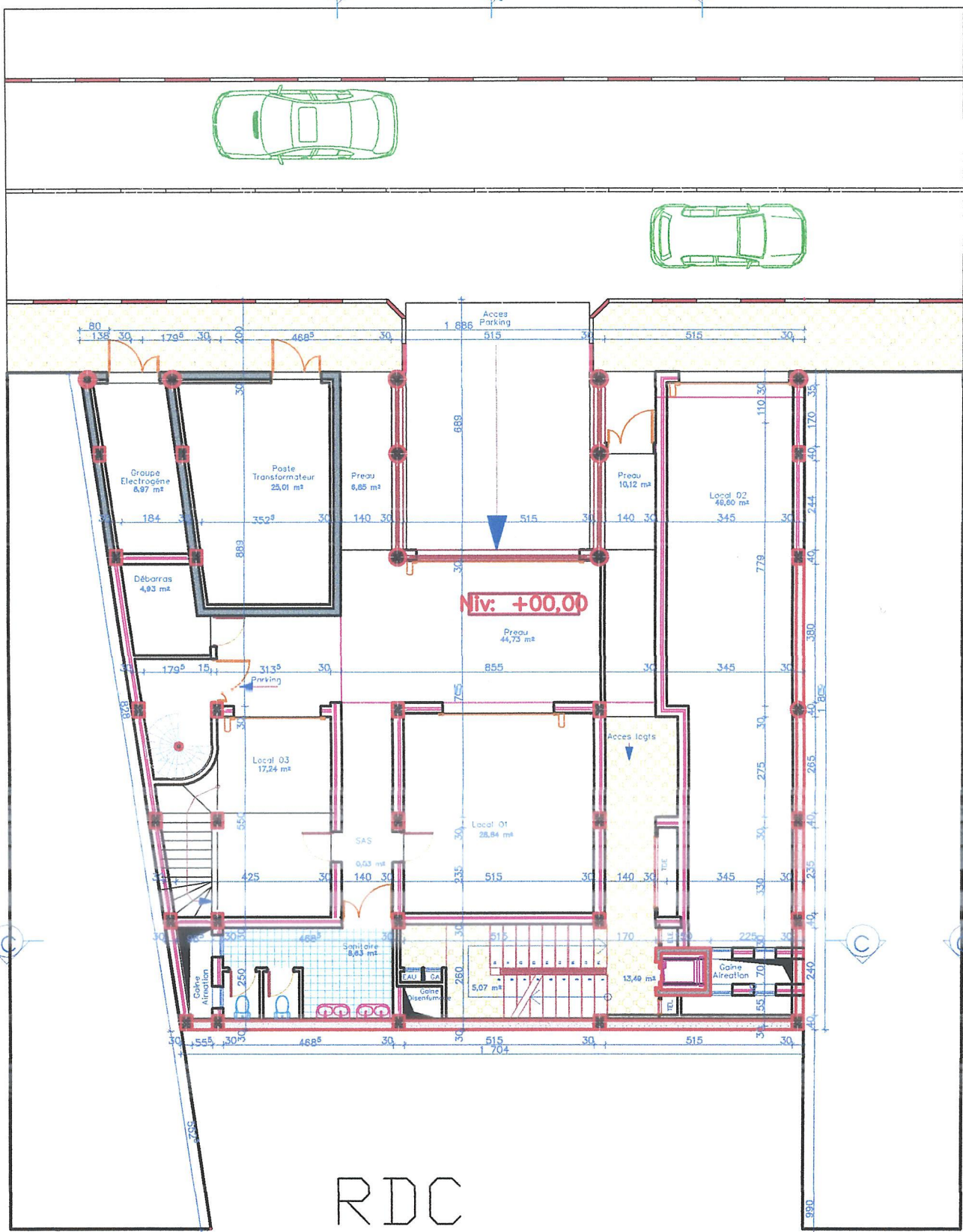
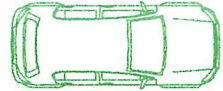
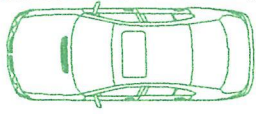
SOUS-SOL



B

AZ

A



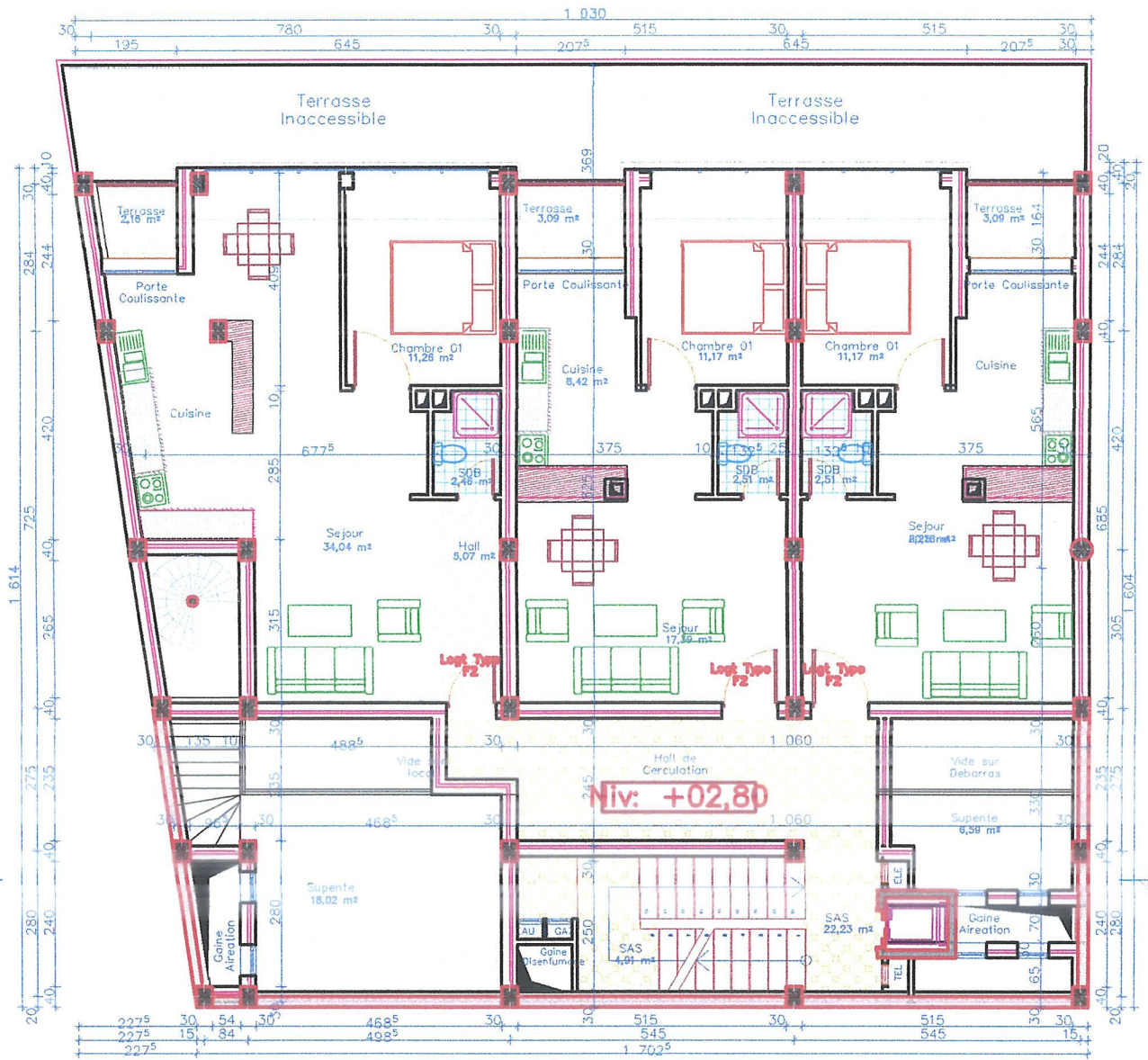
Niv: +00,00

RDC

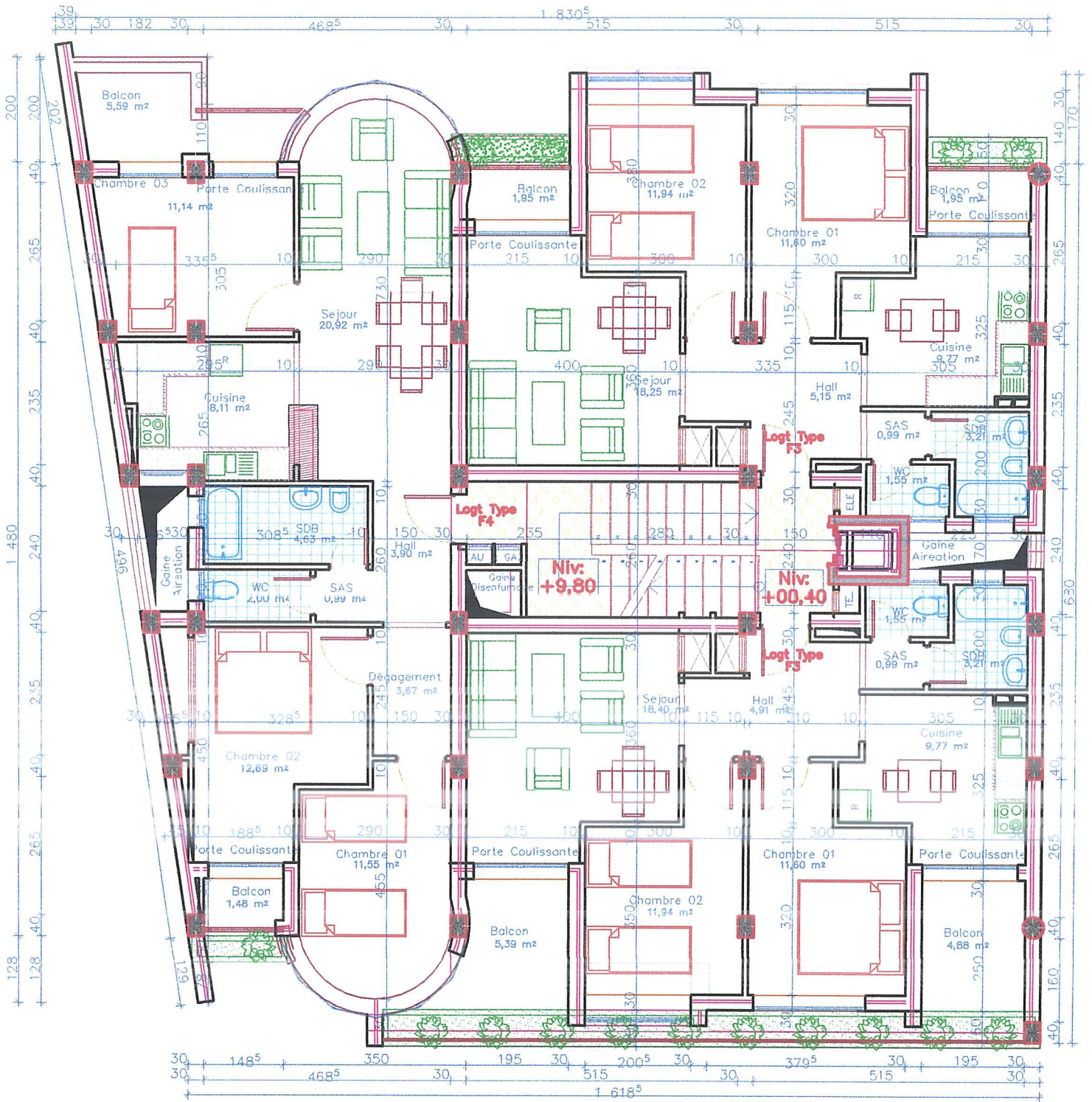
B

AZ

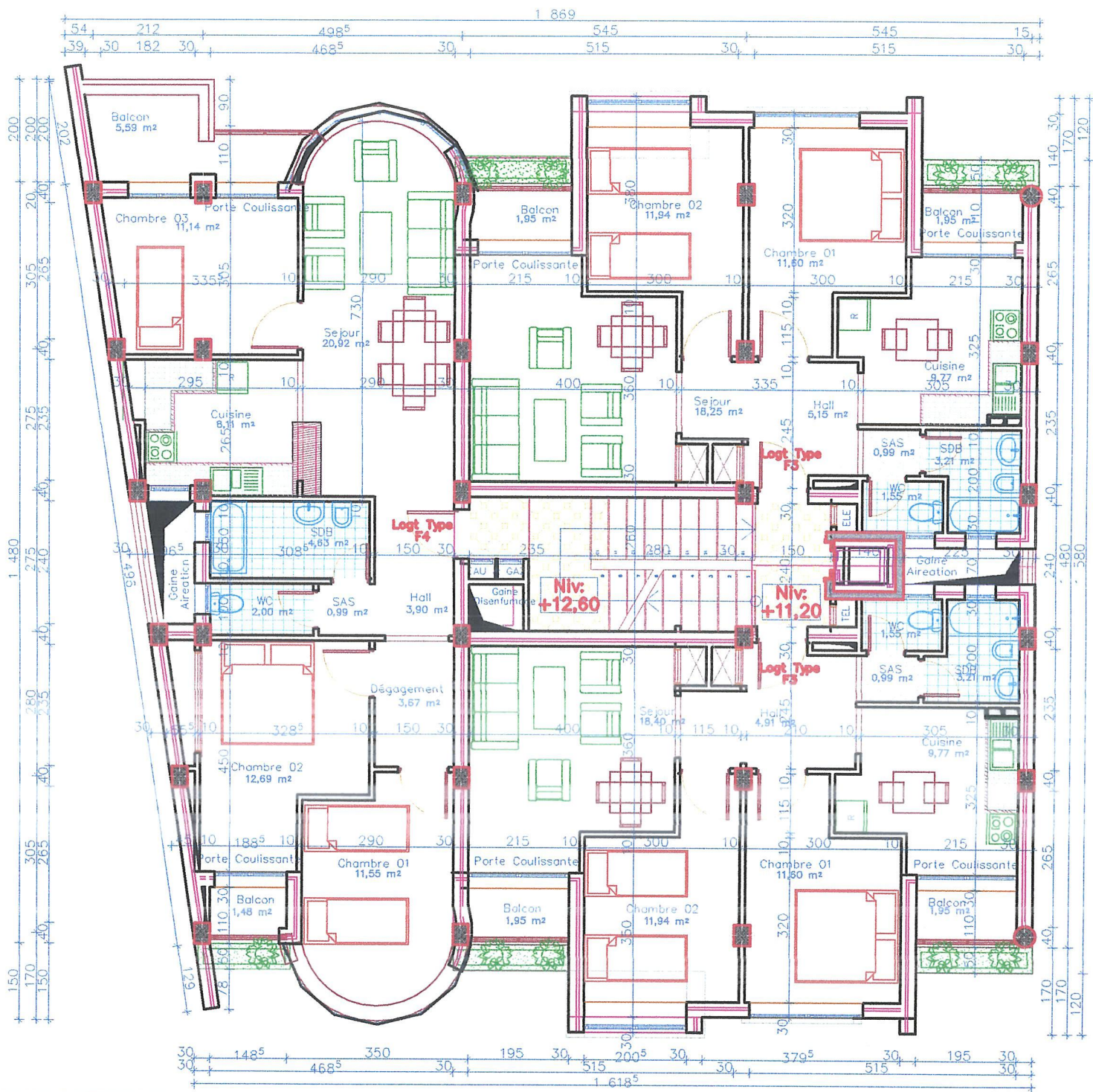
A



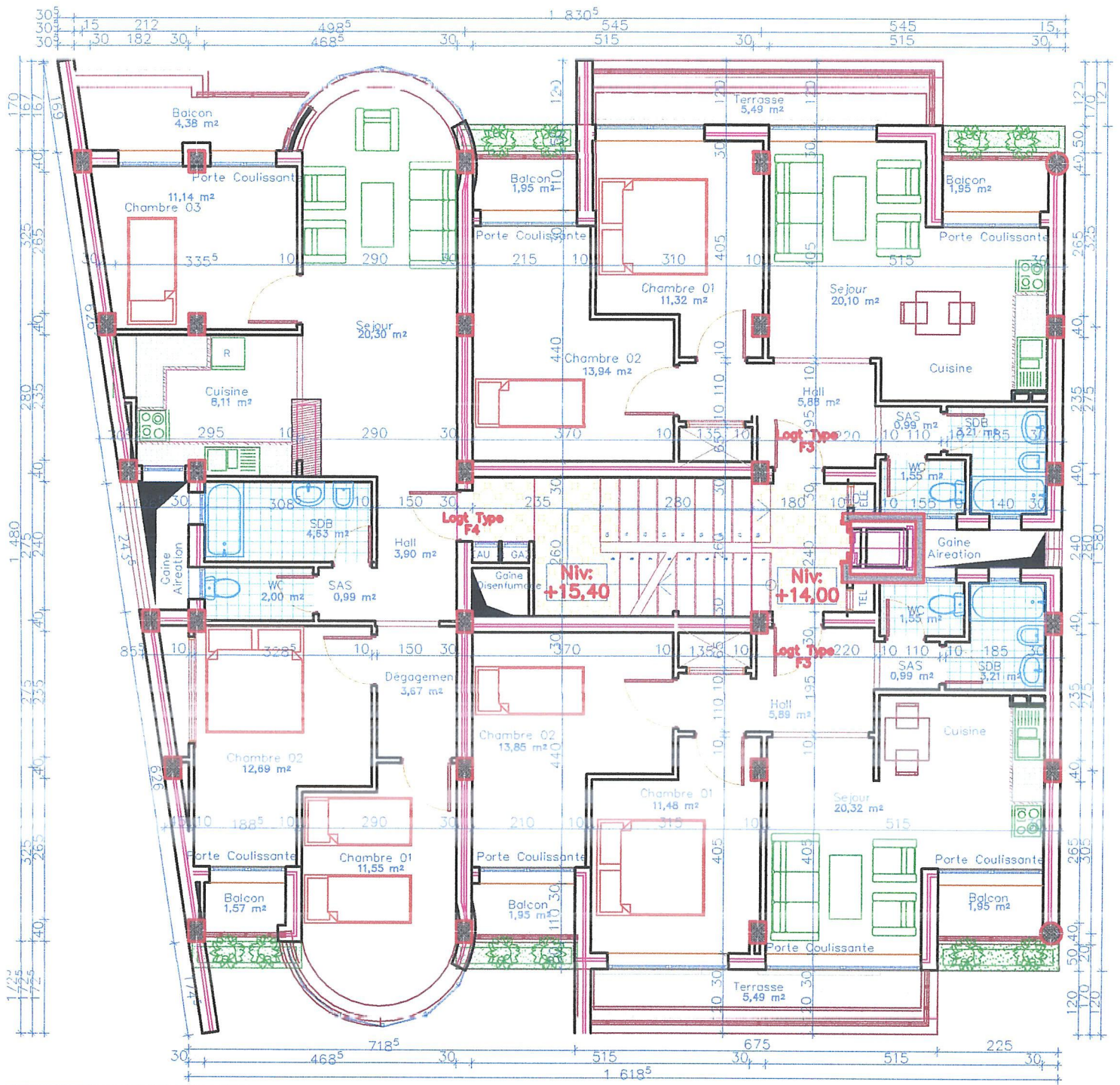
ETAGE -1-



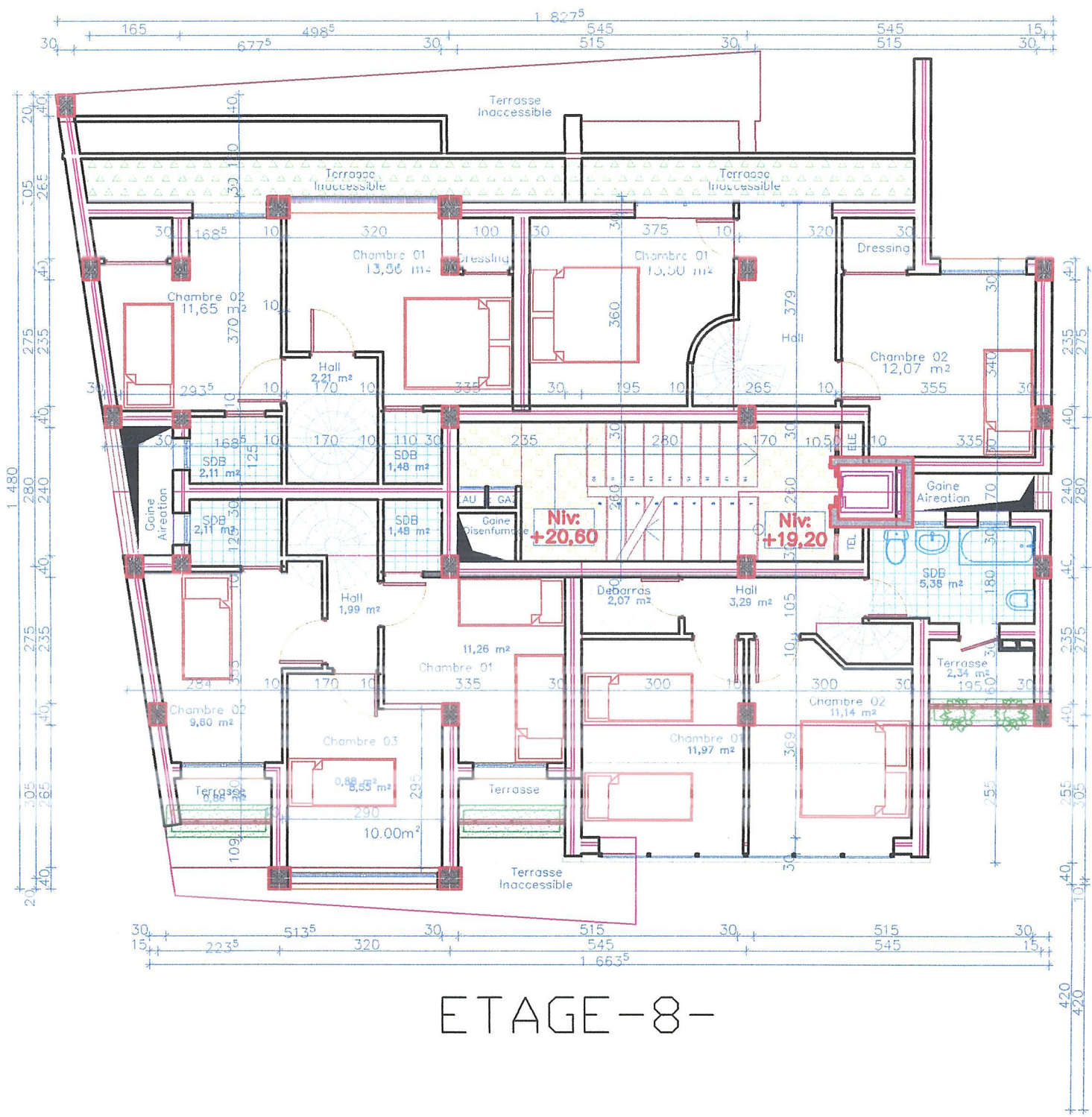
ETAGE -4-

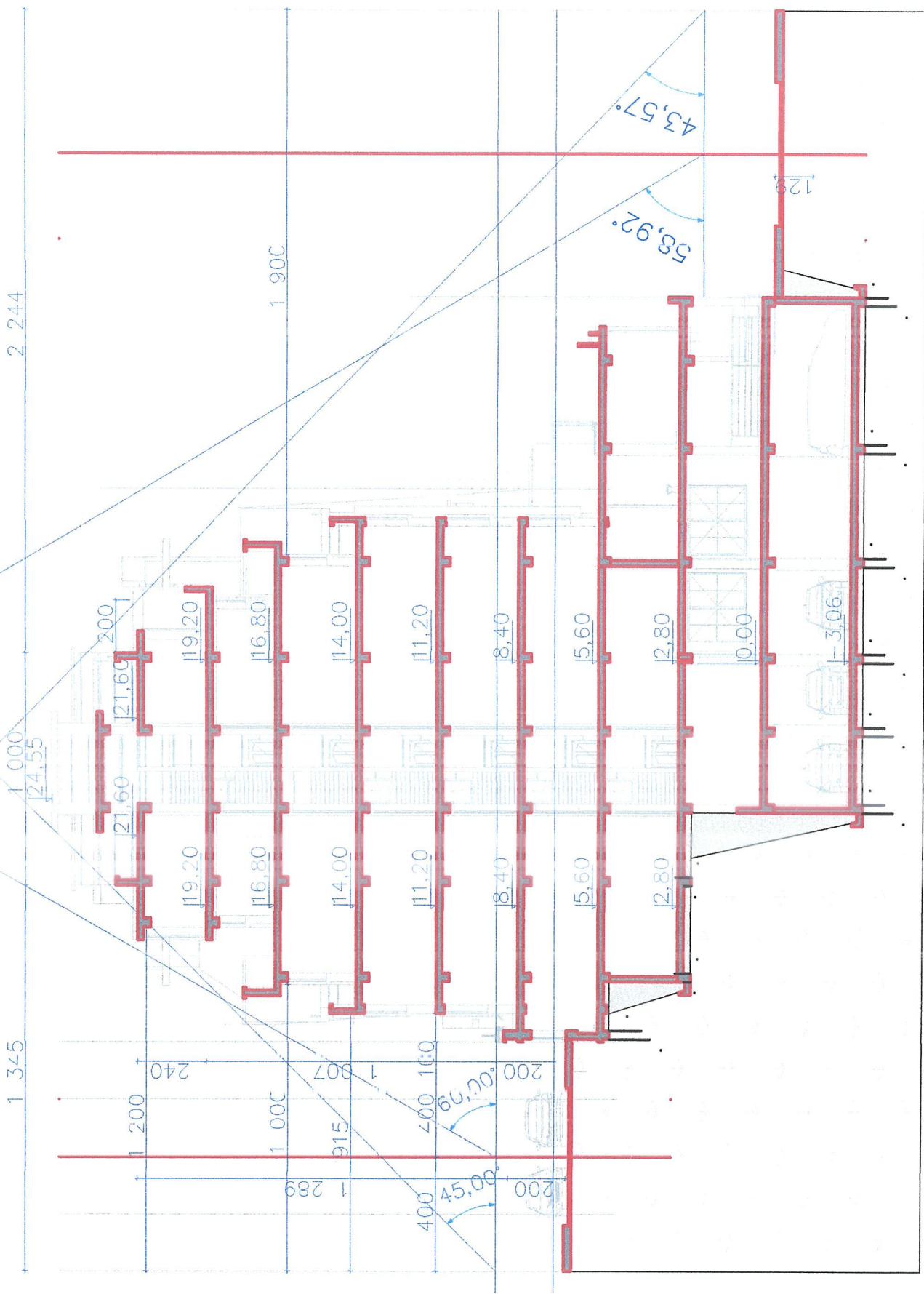


ETAGE-5-

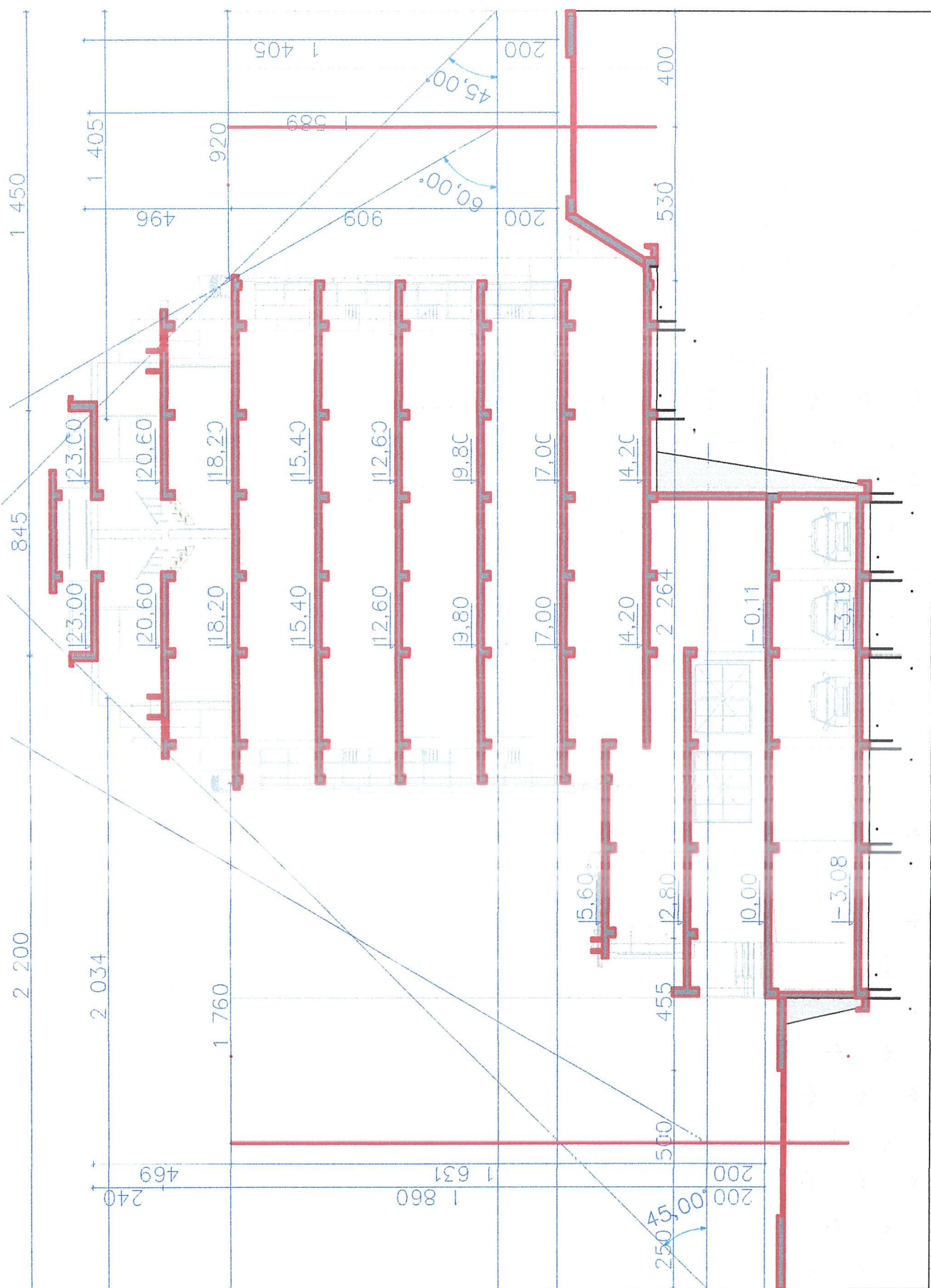


ETAGE -6-

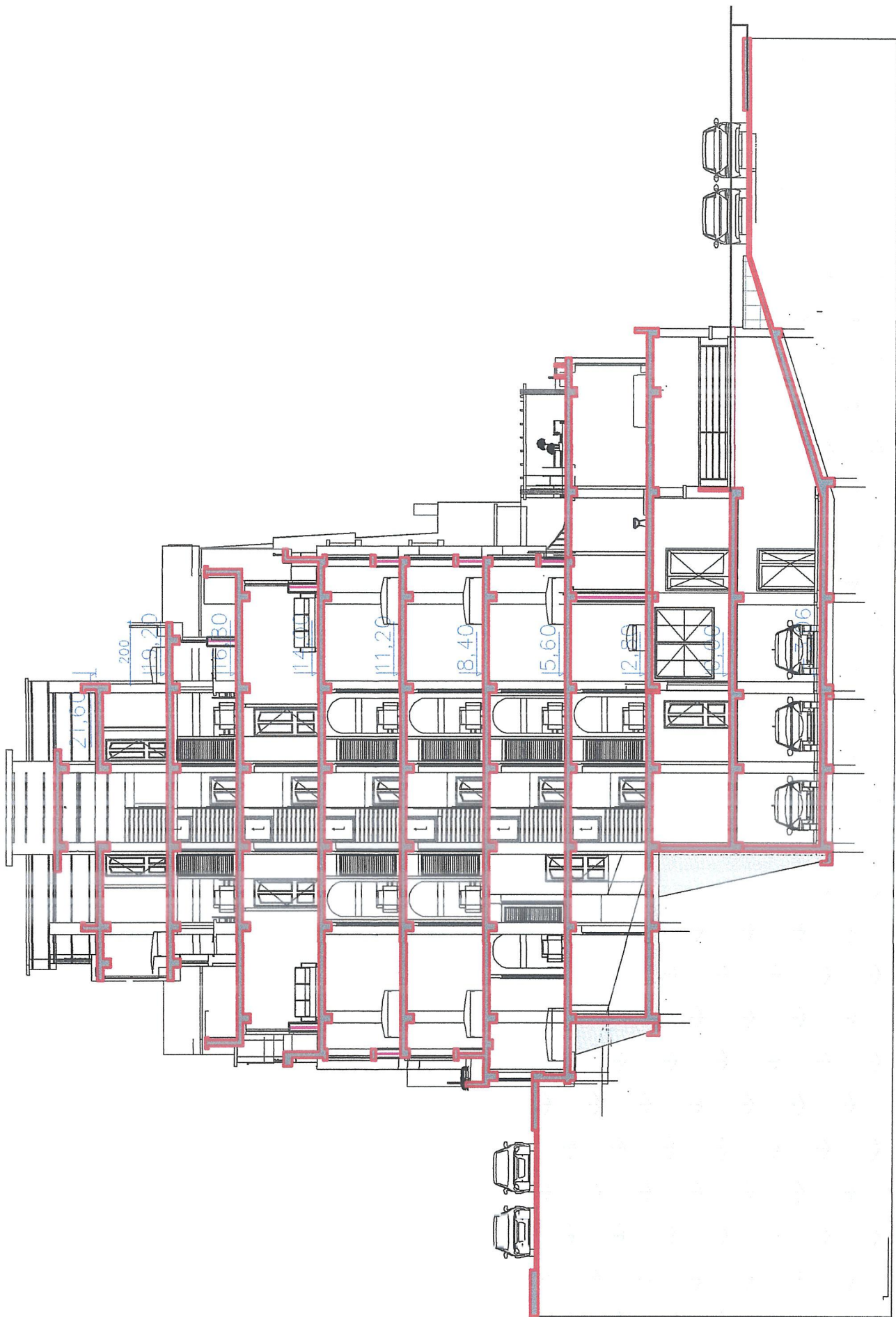




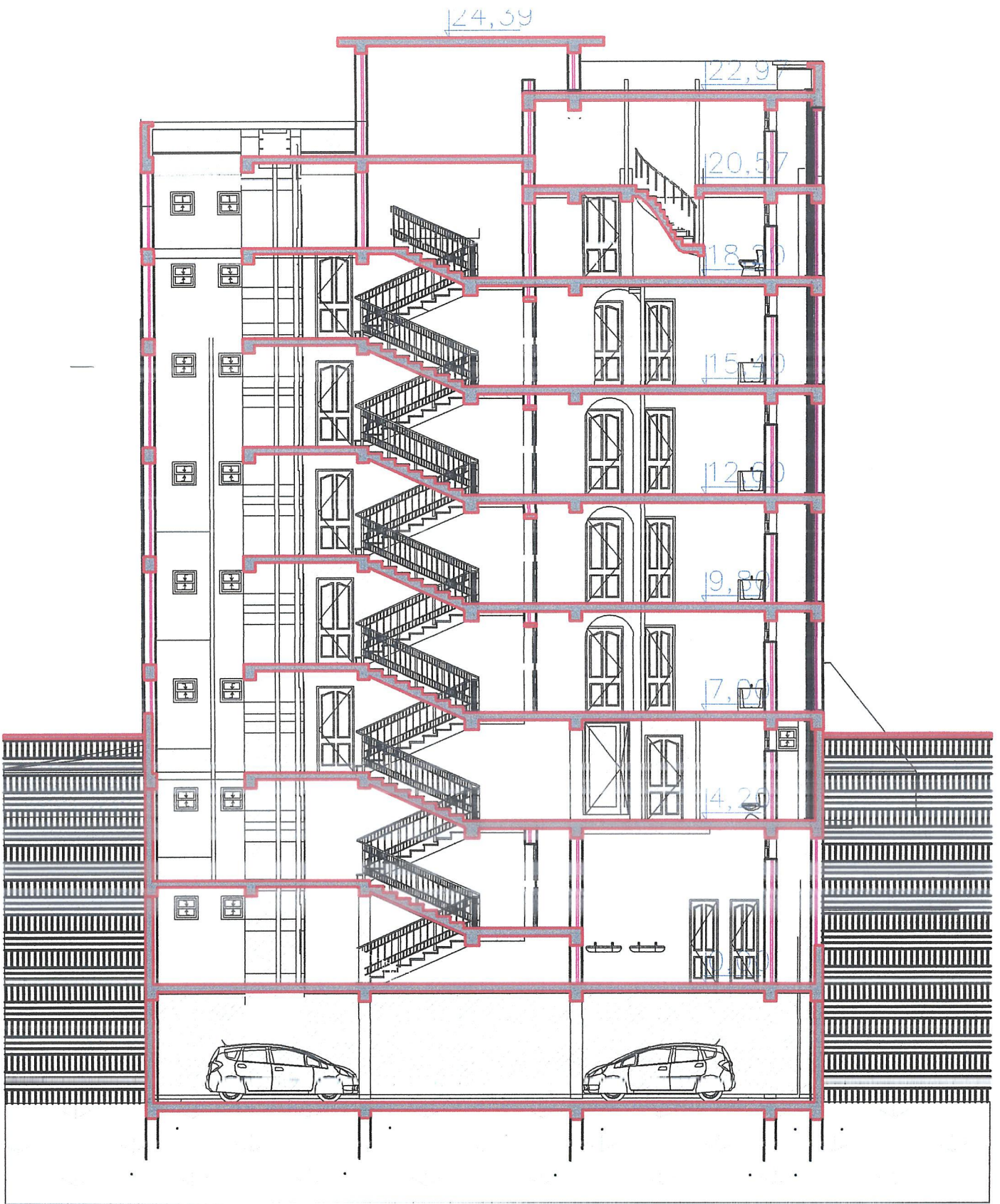
A-A



A2-A2



B-B



C-C

Annexe (B)

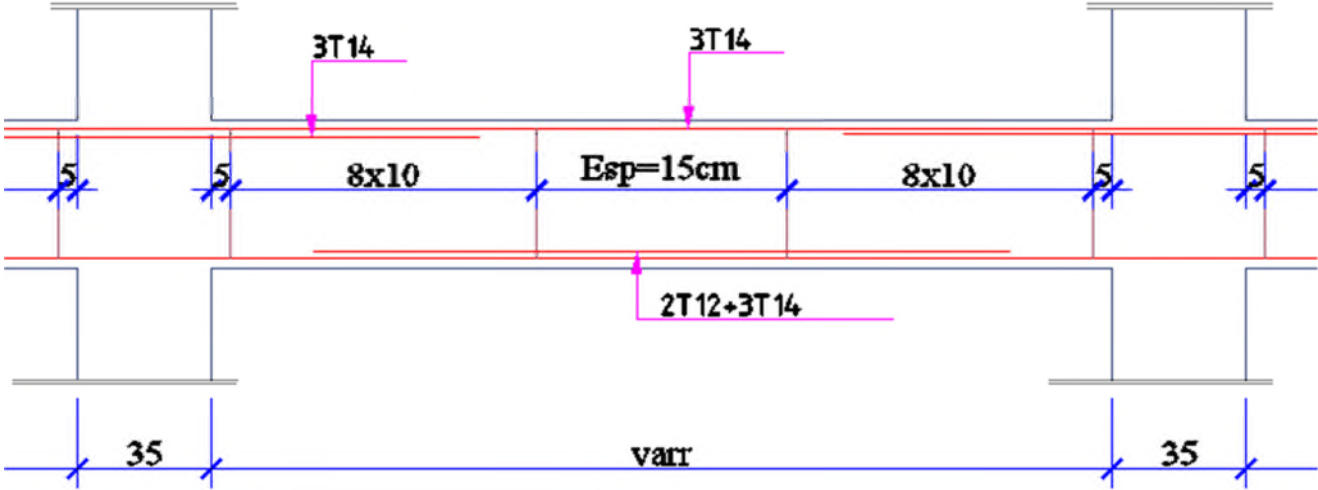


Figure. Poutre principale (45x30) niveaux locaux

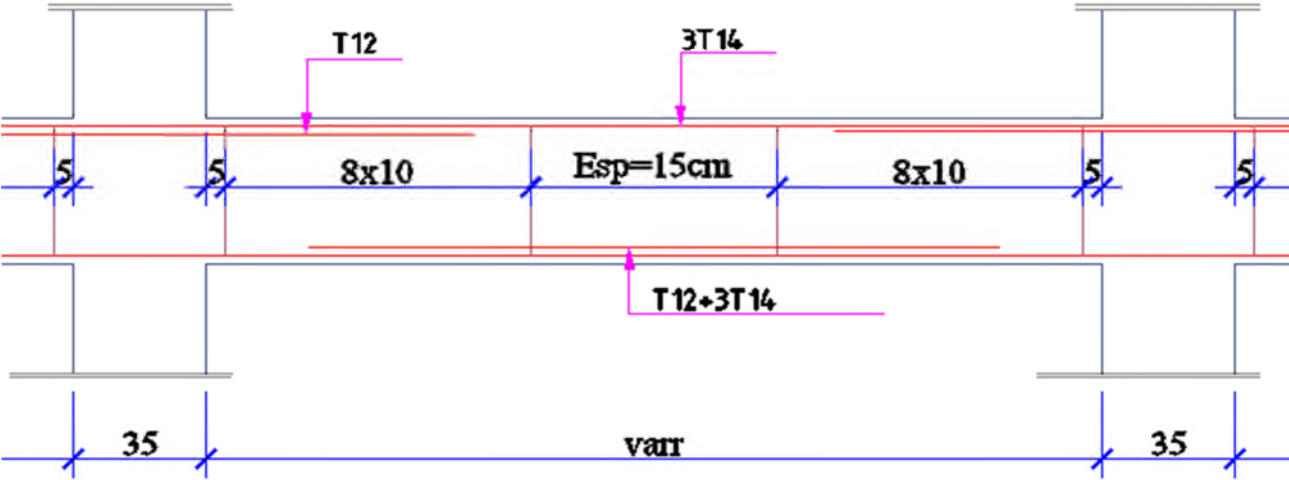


Figure. Poutre secondaire (35x30)

VIII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour *Réalisation d'Une promotion Immobilière* au lieu dit AKHNAK EL-BIR Village TAGHZIOUTH (w) Bejaïa;

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, sondage géophysique ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D= 2.00 m$ de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel (bas talus) et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1.30bars$;

2. Les analyses d'échantillons prélevées au niveau de notre sondages carottés montrent que :

– Le sol est schisteux;

✓ Ce sol n'est pas agressif pour les bétons en infrastructure.

3. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 1.82 \text{ t/m}^3 \\ C = 1.04 \text{ bars} \\ \Phi = 20.00^\circ \end{array} \right.$$

4. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;

5. Le site est situé sur un terrain incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport a la cote du terrain naturel ; d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructure ;

6. Selon la vitesse sismique moyenne des ondes de cisaillement calculée selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 28), la classification du site est : **S3** ;

7. Vu la pente du terrain, il est demandé de commencer les travaux de terrassement de la partie haute (en gradins) et de commencer juste après la réalisation de la partie basse pour assurer la butée tout en réalisant les soutènements,

8. Selon les recommandations du CGS (règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

