

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
FACULTE DE LA TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle (C.C.I)

Thème :

*Etude d'un Bâtiment (R+8+Sous-sol) à Usage d'Habitation et
Commercial Contreventé par un Système Mixte
(Voiles - Portiques)*

Préparé par :

M^{elle} TAKHEDMIT
M^{elle} TOUATI

Rachida
Lynda

Promoteur :

M^r. LABIODH

Jury:

M^r MERIDJA
M^r HAZZAM

Promotion 2014-2015

REMERCEMENTS

Je remercie avant tout le bon dieu qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous remercions également nos familles qui nous ont toujours encouragés et pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminons nos études.

Nos remerciements à notre promoteur: « Monsieur LABIODH », pour nous avoir suivi durant la réalisation de ce modeste travail, les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance qu'il nous a accordé, sa disponibilité et la patience dont il a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce travail.

Au bureau d'étude ait bessai moustafa spécialement Monsieur MOUSTAFA qui nous a vraiment aidées pour la modélisation et le reste du projet.

Nos remerciements à tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce modeste travail.

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

MERCI.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé
durant toute ma vie.*

Mes frères.

Mes deux sœurs malika et souhila

*A mon fiancé Nait sliman Loucif, qui a su me
réconforter, me redonner du courage et m'épauler lors
des moments difficiles ainsi que sa famille.*

Mes cousins et cousines

Ma binôme Lynda et sa famille)

*Mes amis (Fadila, Louiza, Nabila, Nabil, Soussou,) et
tous mes amis de l'université et les amis de l'enfance et
tous mes amis sans exception.*

Toute la promotion Master II génie civil.

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près et de loin.

RACHIDA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé
durant toute ma vie.*

Mon frère Adel.

*Mes deux sœurs Rekia et son mari Zahir et son fils
ACYL et ma petite sœur Sara*

Mes cousins et cousines

Ma binôme Rachida et sa famille

Mes copines de chambre N503 (Maya et Silia)

*Mes amis (Abdenour, Kamel, Mourad, Riadh, Hakim,
Fares, Soussou, Hassiba,) et tous mes amis de
l'université et les amis de l'enfance et tous mes amis
sans exception.*

Toute la promotion Master II génie civil.

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près et de loin.



LYNDA

Table des matières

Table des matières

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l’ouvrage	2
I.3. Les différents éléments de l’ouvrage.....	3
I.3.1. Les éléments structuraux.....	3
I.3.2. Les éléments non structuraux	3
I.4. Règlement et normes utilisés.....	3
I.5. Indications générales sur les règles de BAEL	3
I.6. Les caractéristiques matériaux	7
I.6.1. Le béton	7
I.6.2. Les Aciers	11
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
II.1. Introduction	16
II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires	16
II.2.1. Les planchers.....	16
II.2.2. Les poutrelles	17
II.2.3. Acrotère	17
II.2.4. Les escaliers.....	18
II.3. Prédimensionnement des éléments principaux	21
II.3.1. Les poutres	21
II.3.2. Les voiles.....	22
II.3.3. Les poteaux.....	23
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	23
II.4.1. Les planchers.....	23
II.4.3. Les escaliers.....	25
II.5. Conclusion.....	36
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	

III.1. Etude des poutrelles.....	38
III.1.1. Disposition des poutrelles	38
III.1.2. Prédimensionnement	38
III.1.3. Différents types de poutrelles.....	39
III.2. Dalles pleines	62
III.2.1. Dalle sur un seul appui (balcon)	62
III.2.2. Les dalles pleines sur deux appuis.....	65
III.2.3. Les dalle pleine sur trois appuis.....	70
III.2.4. Dalle pleine sur quatre appuis	75
III.3. Acrotère	80
III.4. Etude des escaliers	86
III.4.1. Calcul du palier de repos de l'escalier	96
III.4.2. Etude de la poutre de chainage de la cage d'escalier	99
III.4.3. Etude de la poutre palière	102
III.4.4. Etude de la poutre brisé.....	108
III.5. Etude de l'ascenseur	111
III.5.1. Définition.....	111
III.5.2. Etude de la dalle de l'ascenseur	111]
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE	
IV.1. Introduction.....	122
IV.2. Méthode de calcul	122
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	122
IV.2.2. Les méthodes dynamiques	125
IV.3. Description du logiciel SAP2000.14.....	127
IV.4. Disposition des voiles	127
IV.4.1. Présentation des trois premiers modes.....	128
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14..	129
IV.5.1. Taux et facteur de participation massique.....	129
IV.5.2. Justification de l'interaction voile/portique.....	129
IV.5.3. Vérification de l'effort normal réduit.....	131
IV.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques	132
IV.5.5. Calcul des déplacements	133
IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....	134

IV.6. Conclusion	135
CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENT STRUCTURAUX	
V.1. Etude des poteaux.....	136
V.1.1. Introduction.....	136
V.1.2. Recommandation du RPA99.V2003.....	136
V.2. Etude des poutres	146
V.2.1. Introduction.....	146
V.2.2. Recommandation du RPA99.V2003.....	146
V.3. Etude des voiles.....	157
V.3.1. Les combinaisons d'action.....	157
V.3.2. Recommandations du RPA99.V2003	158
V.4. Conclusion	163
CHAPITRE VI : ETUDE DEL'INFRASTRUCTURE	
VI.1. Introduction.....	164
VI.2. Choix du type des fondations.....	164
VI.2.1. Vérification des semelles isolées	164
VI.2.2. Vérification des semelles filantes	165
VI.2.3. Radier général	165
VI.2.3.1. Définition	165
VI.2.3.2. Pré dimensionnement	166
VI.2.3.3. Ferrailage de radier	170
VI.2.3.4. Ferrailage des débords	175
VI.2.3.5. Ferrailage des nervures	177
VI.3. Etude de voile périphérique	182
VI.3.1. Introduction	182
VI.3.2. Caractéristiques du voile périphérique.....	182
VI.3.3. Caractéristiques du sol.....	182
VI.3.4. Méthode de calcul.....	182
VI.3.5. Ferrailage du voile.....	183
VI.3.6. Exemple de ferrailage de voile périphérique.....	187
Conclusion générale	188

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers	12
Tableau I.2. L'enrobage des armatures	13
Tableau II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	24
Tableau II.2. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	24
Tableau II.3. Evaluation des charges pour une dalle pleine	25
Tableau II.4. Evaluation des charges des cloisons extérieures	25
Tableau II.5. Evaluation des charges du palier	25
Tableau II.6. Evaluation des charges du Volée	26
Tableau II.7. Descente de charge du poteau B-2.....	28
Tableau II.8. Descente de charge du poteau C-2.....	31
Tableau II.9. Résultats de descente de poteau B-2 et le poteau C-2	33
Tableau II.10. Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau B2 ..	34
Tableau II.11. Résumé vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau B2	35
Tableau II.12. Vérification de l'effort normal réduit	36
Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation	42
Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type1)	45
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)	45
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)	46
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)	46
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type1)	46
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type1).....	46
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type2)	47
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type2).....	47
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type 1).....	47
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type1)	47

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type2).....	47
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type2)	47
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type1)	48
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type1)..	48
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type2) .	48
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type2)..	48
Tableau III.18. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux	48
Tableau III.19. Résumé les sections d'acier retenues pour Ferrailer des poutrelles	59
Tableau III.20. Vérification des états limitent de compression du béton.....	59
Tableau III.21. Vérification des états limitent de déformation	60
Tableau III.22. Vérification des contraintes	64
Tableau III.23. Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	67
Tableau III.24. Vérification des contraintes	68
Tableau III.25. Ferrailage de la dalle sur trois appuis (balcon)	72
Tableau III.26. Vérification des contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.....	72
Tableau III.27. Vérification des fissures de la dalle sur trois appuis	73
Tableau III.28. Vérification de la flèche de la dalle sur trois appuis (sens x-x).....	74
Tableau III.29. Vérification de la flèche de la dalle sur trois appuis (sens y-y).....	74
Tableau III.30. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis étage commercial.....	77
Tableau III.31. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	78
Tableau III.32. Vérification de la flèche de la dalle sur quatre appuis (sens x-x).....	79
Tableau III.33. Vérification de la flèche de la dalle sur quatre appuis (sens y-y).....	79
Tableau III.34. Combinaison d'action.....	81
Tableau III.35. Récapitulation du ferrailage	86
Tableau III.36. Résumé des résultats de ferrailage	89
Tableau III.37. Vérification de la flèche de l'escalier (partie2)	91
Tableau III.38. Résumé des résultats de ferrailage	93
Tableau III.39. Résumé des résultats de ferrailage d'escalier tournant	93
Tableau III.40. Ferrailage de la poutre chaînage.....	100
Tableau III.41. Vérification des contraintes de la poutre de chaînage.....	101
Tableau III.42. Sollicitations de la poutre palière	103
Tableau III.43. Ferrailage de la poutre palière	103

Tableau III.44. Vérification des contraintes de la poutre palière	104
Tableau III.45. Sollicitations de la poutre brisée	109
Tableau III.46. Vérification des contraintes de la poutre brisée	110
Tableau III.47. Vérification des contraintes de la dalle de l'ascenseur.....	114
Tableau III.48. Ferrailage de l'ascenseur	117
Tableau IV.1. Valeur des pénalités P_q	123
Tableau IV.2. Taux et facteur de participation massique.....	129
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charge verticale.....	130
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale	130
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normale réduit des poteaux	131
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	132
Tableau IV.7. Vérification des déplacements	133
Tableau IV.8. Vérification des effets P- Δ	134
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimal et maximal dans les poteaux.....	137
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	139
Tableau V.3. Ferrailage des poteaux	140
Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux.....	141
Tableau V.5. Vérification des poteaux au flambement	143
Tableau V.6. Vérification de la contrainte de béton des poteaux.....	144
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentielles dans les poteaux	144
Tableau V.8. Ferrailage des poutres.....	148
Tableau V.9. Calcul d'espacement des barres.....	150
Tableau V.10. Vérification de la contrainte limite de béton	152
Tableau V.11. Les moments résistants dans les poteaux	155
Tableau V.12. Les moments résistants dans les poutres	155
Tableau V.13. Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.....	155
Tableau V.14. Résultats de ferrailage du voile $V'_x=1.1$ m.....	162
Tableau V.15. Résultats de ferrailage du voile $V'_y = 0.8$ m.....	162
Tableau VI.1. Tableau de Ferrailage du radier.....	172
Tableau VI.2. Vérification des contraintes.....	174

Tableau VI.3. Vérification des contraintes nouvelles	174
Tableau VI.4. Vérification des contraintes.....	176
Tableau VI.5. Vérification des contraintes.....	177
Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.....	178
Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	179
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures	179
Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant	180
Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	180
Tableau VI.11. Résultat de ferrailage de voile périphérique.....	185
Tableau VI.12. Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.....	186
Tableau VI.13. Vérification des contraintes.....	187

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation	10
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation (droite).....	11
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation	12
Figure I.4 : Diagramme des déformations limites (ELU)	14
Figure II.1. Plancher à corps creux.....	16
Figure II.2. Exemple d'un panneau de dalle	17
Figure II.3. Schéma d'une poutrelle.....	17
Figure II.4. Dimension de l'acrotère	18
Figure II.5. Schéma de l'escalier.....	18
Figure II.6. Schéma du plancher terrasse inaccessible.....	23
Figure II.7. Schéma du plancher étage courant.....	24
Figure II.8. Schéma de dalle pleine.....	24
Figure II.9. Schéma de cloisons extérieures.....	25
Figure II.10. Disposition des poteaux	27
Figure II.11. La surface afférente. Pot B.2.....	27
Figure II.12. La surface afférente. Pot C.2.....	30
Figure III.1. Disposition des poutrelles	38
Figure III.2. Schéma d'une poutrelle	38
Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle type 1.....	39
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle type 2.....	39
Figure III.5. Schéma statique d'une poutrelle	41
Figure III.6. Schéma statique d'une poutrelle	42
Figure III.7. Schéma statique d'une poutrelle	46
Figure III.8. Schéma statique de la poutrelle type 2.....	46
Figure III.9. Schémas de ferrailage des poutrelles	61
Figure III.10. Dalle sur un seul appui.....	62
Figure III.11. Schéma statique de la dalle sur un seul appui.....	62
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type 1	65

Figure III.13. Schéma d'une dalle pleine sur deux appuis	65
Figure III.14. Schéma de ferrailages de la dalle sur deux appuis	69
Figure III.15. Schéma d'un balcon sur trois appuis	70
Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle plein sur trois appuis.....	75
Figure III.17. Schéma d'un dalle pleine sur quatre appuis.....	75
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle plein sur quatre appuis.....	80
Figure III.19. Vue en plan d'un acrotère	80
Figure III.20. Section à ferrailer.....	83
Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	86
Figure III.22. Schéma statique avec chargement	87
Figure III.23. Schéma de ferrailages	91
Figure III.24. Schéma statique avec chargement	92
Figure III.25. Section à ferrailer.....	93
Figure III.26. Schéma de ferrailages de la 3 ^{eme} partie (cartier tournant).....	95
Figure III.27. Schéma statique de la dalle de repos	96
Figure III.28. Schéma de ferrailage de palier de repos	98
Figure III.29. Schéma de la poutre de chainage	99
Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	101
Figure III.31. Schéma statique de la poutre palière.....	102
Figure III.32. Schéma de ferrailage de la poutre de palière	107
Figure III.33. Schéma statique de la poutre brisée	108
Figure III.34. Schéma de ferrailage de la poutre brisé	110
Figure III.35. Schéma représentant la surface d'impacte.....	115
Figure III.36. Vue en coupe de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	120
Figure III.37. Schéma de ferrailage de l'ascenseur	120
Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation par SAP 2000 (version 14.2.2).....	121
Figure IV.2. Spectre de réponse	126
Figure IV.3. Disposition des voiles	127
Figure IV.4. MODE 1 (translation suivant l'axe XX).....	128
Figure IV.5. MODE 2 (translation suivant l'axe YY).....	128
Figure IV.6. MODE 3 (translation suivant l'axe ZZ).....	128

Figure V.1. La zone nodale	137
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.....	156
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres	157
Figure V.4. Ferrailage du voile V'_x	163
Figure V.5. Ferrailage du voile V'_y	163
Figure VI.1. Dalle sur quatre appuis	170
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier	175
Figure VI.3. Section à ferrillée	179
Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la nervure sens xx et yy.....	181
Figure VI.5. Schéma statique de voile périphérique	183
Figure VI.6. Diagramme des contraintes	184
Figure VI.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique	187

Table des matières

Introduction Générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment de huit étages plus un sous sol (stocke), un RDC (service), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques en vigueurs.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est la suivante :

- Le 1^{ere} chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le 2^{eme} chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le 3^{eme} chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le 4^{eme} chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le 5^{eme} chapitre, pour le calcul des éléments structuraux ;
- Le 6^{eme} chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente est un bâtiment à usage mixte (habitation-services-commerce) faisant partie d'un ensemble promotionnel. Sa structure est en R+8+S/SOL, ayant une forme irrégulière et implantée dans la Ville d'Akbou. Cette région est classée zone à moyenne sismique (zone IIa) selon le RPA99/version 2003 (Article 3.2), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

• **Forme et dimensions de l'ouvrage :**

Le bâtiment en question est en forme irrégulière.

- Hauteur total du bâtiment : 31,62m.
- Hauteur du R.D.C : 4,08m.
- Hauteur de sous sol : 3,06m.
- Hauteur d'étages : 3,06m.
- La largeur du bâtiment : 8,95m.
- La longueur du bâtiment : 23,35m.

• **Données du site :**

- Le bâtiment est implanté à la ville de Akbou, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003.
- Le site est considéré comme ferme (S3).
- Contrainte admissible du sol $Q_{adm}=1,6$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : $D=1,50$ m.

• **Système de contreventement :**

Le système de contreventement représente l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales.

L'ouvrage doit en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

L'ouvrage étant d'une hauteur totale dépassant les 14 mètres ; le système de contreventement est mixte (voiles + portiques) en béton armé. (Art : 3.4 RPA 99)

I.3. Les différents éléments de l'ouvrage :**I.3.1. Les éléments structuraux :** On distingue :

- **Eléments principaux :** C'est les éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres et voiles).
- **Eléments secondaires :** C'est les éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (planchers, balcons et escaliers).
 - **Les planchers :** sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide. ils sont conçus pour résister aux efforts qui agissent dans leurs plans et assurent leur transmission aux éléments de contreventement.
 - **Les escaliers :** Sont réalisés en béton armé et coulés sur place.
 - **Les balcons :** Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.3.2. Eléments non structuraux : C'est les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, murs extérieurs, acrotère, ascenseur).

- **Murs extérieurs :** Ils sont en doubles cloisons de 30 cm d'épaisseur, réalisés en briques creuses de (15 et 10 cm) et séparés par une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en simples cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse.
- **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

L'infrastructure : Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

I.4. Règlement et normes utilisés :

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).
- Le DTR.

I.5. Indications générales sur les règles de BAEL**I.5.1. Etats limites de calculs****Définition de l'état limite**

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.

I.5.1.1. Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance

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

I.5.1.2. Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normale 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.

I.5.2. Les actions et sollicitations de calcul

I.5.2.1 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....).

Valeurs caractéristiques des actions :

- **Les Actions Permanentes (G) :**

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

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtements.
- Le poids de poussée des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

- **Les Actions Variables (Q):**

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

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

- **Les Actions Accidentelles :**

Durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les exploitations.
- Les feux.

I.5.2.2. Les sollicitations

- **Définition des sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts internes et des moments (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion) et des déplacements apportés à une section ou à un élément, calculées avec les combinaisons des différentes actions.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charges.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

1.5.3. Les combinaisons d'action

Soit :

- G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de l'élément.
- G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de l'élément.
- Q_1 : Action variable dite de base.
- Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

a. Combinaison d'action a l'ELU

- **Situation durable ou transitoire :**

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

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i}=0,77$ pour les bâtiments à usage courant.
 Ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données à l'annexe C de (CBA 93).

γ_{Q1} : (Coefficient multiplication) vau 1.5 dans le cas générale et 1.35 dans les cas suivantes ;

- La température
- Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulier.
- Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

- **Situations accidentelles :**

On prend compte de l'action accidentelle

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$\psi_{11} = 0.15$ Si l'action d'accompagnement est la neige.

$\psi_{11} = 0.50$ Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

$\psi_{11} = 0.20$ Si l'action d'accompagnement est le vent.

b. Combinaison d'action a l'ELS

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

$\psi_{11} = 0.6$ Pour l'effet de la température.

c. Combinaison d'actions données par le RPA 99.V2003

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

- **Situations durables :**

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

- **Situations accidentelles :**

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 E$ (pour les structures auto- stables).

I.6. Les caractéristiques matériaux:**I.6.1. Le béton :****I.6.1.1. Définition :**

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

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

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

Le béton présente les avantages suivants :

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

I.6.1.2. Les constituants du béton :**• Le Ciment :**

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

• Les Granulats :

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

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

• Les Adjuvants :

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

• Le sable : généralement de diamètre < 5mm**• Les matériaux pierreux :** ont un diamètre entre 5 et 30 mm**I.6.1.3. Le Dosage du béton :**

Pour la réalisation des ouvrages courants, le béton utilisé sera dosé à 350 kg/m³ en CPG avec un mélange de sable, gravier et de l'eau définie comme suit :

- Le sable (diamètre < 5mm) est dosé à 174 kg/m³.
- Le gravier (diamètre < 25mm) est dosé à 366 kg/m³.
- La quantité de l'eau de gâchage est de 140 kg/m³.

I.6.1.4. Les résistances caractéristiques mécaniques :**I.6.1.4.1. Résistance 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 par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur les éprouvettes normalisée cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32cm 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 :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

➤ Si $j > 28$ jours :

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

I.6.1.4.2. 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 à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pur notre cas : $j=28$ jours et $f_{c28}=25$ MPa $f_{t28}=2,1$ MPa.

I.6.1.4.3. Module de déformation longitudinale du béton :**a) A court terms (E_{ij}):**

D'après le BAEL91 (art. 2.1.21), sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Dans notre cas : $f_{c28}=25$ MPa $\Rightarrow E_{ij} = 32164.2$ MPa

b) A long terms (E_{vj}):

D'après le BAEL91 (art. A.2.1.22), pour des chargements de longue durée d'application on utilise le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage et le retrait du béton, le module est égal :

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

Dans notre cas : $E_{i28}=32164.2 \Rightarrow E_{v28} = 10721.40$ MPa

I.6.1.4.4. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\nu = (\text{Déformation transversale}) / (\text{Déformation longitudinale})$$

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

I.6.1.4.5. Le module de déformation transversale du béton G :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

➤ Pour le calcul des sollicitations, $\nu=0 \Rightarrow G = 0,5 \times E_{ij}$ à l'ELU

➤ Pour le calcul des déformations, $\nu=0,2 \Rightarrow G = 0,42 \times E_{ij}$ à l'ELS

I.6.1.4.6. Les contraintes limites du béton :**a- l'Etat Limite Ultime :****• Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

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

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

➤ $\theta = 0,9$: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.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1,5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

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 ($h = 32\text{cm}$, $\emptyset = 16\text{cm}$) à un essai de compression.

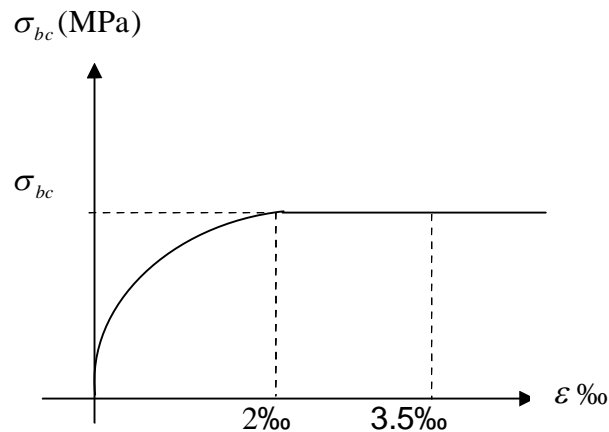


Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation

Le diagramme déformations (ε_{bc})-contraintes (σ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit (parabole-rectangle).

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axes parallèle à l'axe des contraintes de compression (σ_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (ε_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3,5 ‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées.

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\text{Pour : } 0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$$\text{Pour : } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

ε_{bc} = Raccourcissement du béton

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

$$\tau_{adm} = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b; 4MPa) \text{ Pour la fissuration nuisible ou très nuisible.}$$

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

$$\tau_{adm} = 3,33MPa \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5MPa \longrightarrow \text{Fissuration nuisible ou très nuisible.}$$

b- l'Etat Limite de Service (ELS) :

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

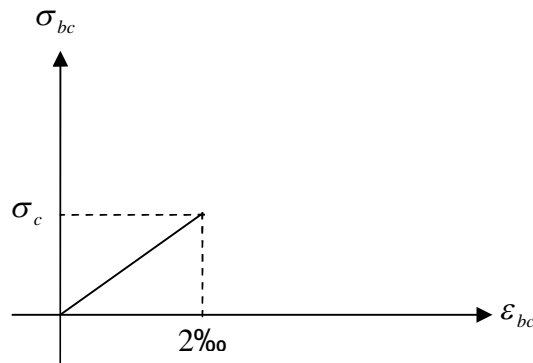


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation.

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

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

I.6.2. Les Aciers

I.6.2.1. Définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

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

I.6.2.2. Différents types d'aciers

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

- **Les treillis soudés :**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement

- **Les ronds lisses (R.L) :**

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

- **Les barres de haute adhérence (H.A) :**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.6.2.3. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

I.6.2.4. La résistance de calcul de l'acier

a. Résistance de calcul à l'ELU

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 contrainte (σ_{bc}) –déformations (ε_{bc}) ci-dessous :

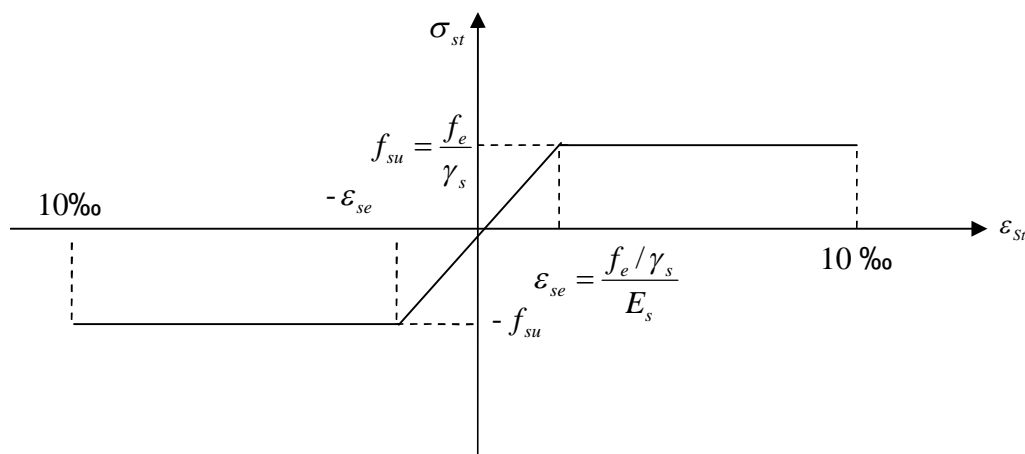


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation

Pour $0 \leq \varepsilon_{se} \dots \sigma_{st} = E_s \cdot \varepsilon_s$

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

Avec :

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif

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

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

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

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

b. Résistance de calcul à l'ELS

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

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n'est y a pas de vérification à faire en d' hors de celle imposé par l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

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

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Fissuration très préjudiciable :** (ouvrage à la mer)

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 110 \times \eta \right]$$

I.6.2.5. Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Tableau I.2. L'enrobage des armatures

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance.

I.6.3. Hypothèses de calcul

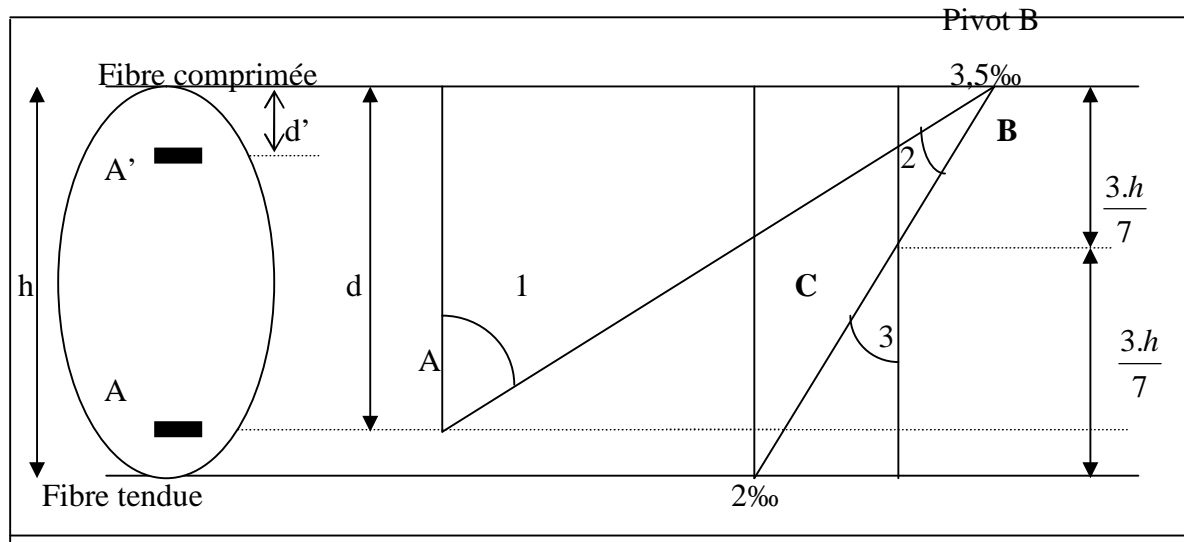


Figure I.4 : Diagramme des déformations limites (ELU)

Règle des trois pivots :

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0.2596 \cdot d$
- Le pivot B si $0.2593 \cdot d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la figure ci-dessus. On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la figure) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

I.6.3.1. Hypothèses de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, l'armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3,5\%$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\%$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

I.6.3.2. Hypothèses de calcul à l'ELS

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligée.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Chapitre II

prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction:

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires:**II.2.1. Les planchers:****a. Introduction:**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, ils se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

b. Planchers à corps creux:

Ils sont composés de corps creux avec poutrelles préfabriquées en béton armé et d'une dalle de compression.

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ (cm)}$$

L_{\max} : Longueur de la poutrelle entre nus d'appui.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

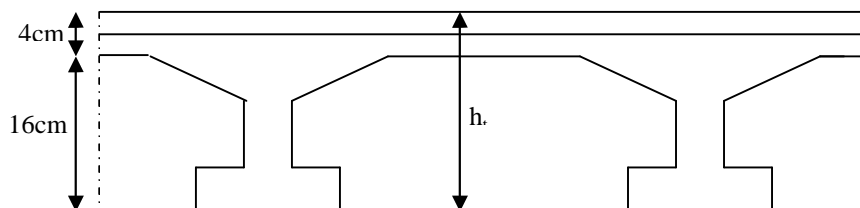


Figure II.1. Plancher à corps creux.

c. Dalles pleines:

L'épaisseur des dalles pleines est déterminée à partir des conditions ci-après:

Critère de coupe feu : (CBA93)

- e=7cm pour une heure de coupe de feu.
- e=11cm pour deux heures de coupe de feu.
- e=17.5cm pour quatre heures de coupe de feu.

Critère de résistance :

- dalle reposant sur un seul appui : $e \geq L_x/20.$
- dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30.$
- dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < e < L_x/40.$

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

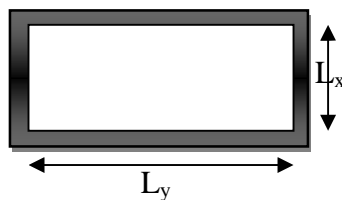


Figure II.2. Exemple d'un panneau de dalle

Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une isolation acoustique.

On choisit une épaisseur e=14cm

II.2.2. Les poutrelles :

On a :

h : Hauteur totale du plancher ($h=20\text{ cm}$).

h_0 : la hauteur de la dalle de compression ($h_0=4\text{ cm}$)

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance minimale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

$$b_0 = (0.4;0.6) \times h = (8;12)\text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 10\text{ cm}$

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

$$(b - b_0) / 2 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{365}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b \leq \min(27.5; 36.5)$$

Soit : $b = 27.7\text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{ cm}$$

Soit $b=65\text{ cm}$

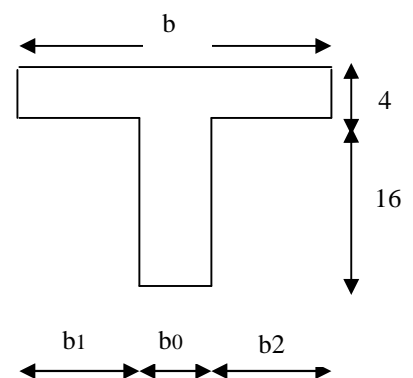


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

II.2.3. Acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse accessible on prend $H = 110\text{cm}$.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$.

La surface :

$$S = 0.6 \times 0.15 + 0.1 \times 0.07 + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.0985\text{m}^2$$

Charge Permanente :

▪ **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0985 \times 1$$

$$G = 2.4625\text{KN/ml}$$

▪ **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4\text{KN/ml}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.4 = 2.1125\text{KN/ml}$$

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

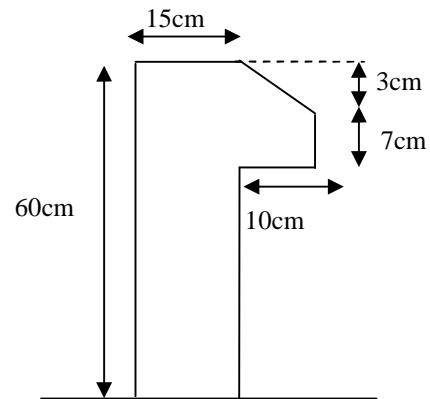


Figure II.4. Dimension de l'acrotère.

II.2.4. Les escaliers :

a. **Définition**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

- (1) : giron
- (2) : contre marche
- (3) : emmarchement
- (4) : palier
- (5) : paillasse

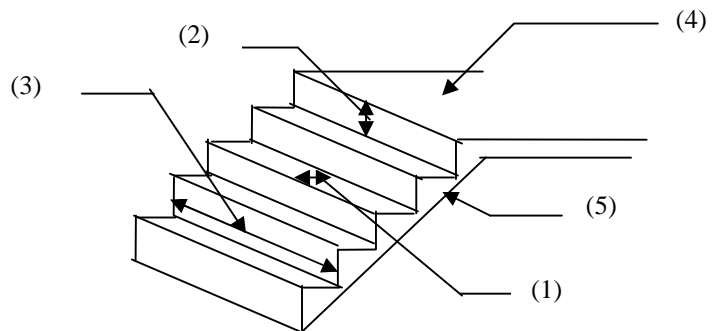


Figure II.5. Schéma de l'escalier

Pour déterminer les marches « g » et les contres marches « h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.66\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

Soit :

H_0 : hauteur d'escalier

L_0 : longueur d'escalier

Or :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n \rightarrow \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1 \rightarrow \text{Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

En remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

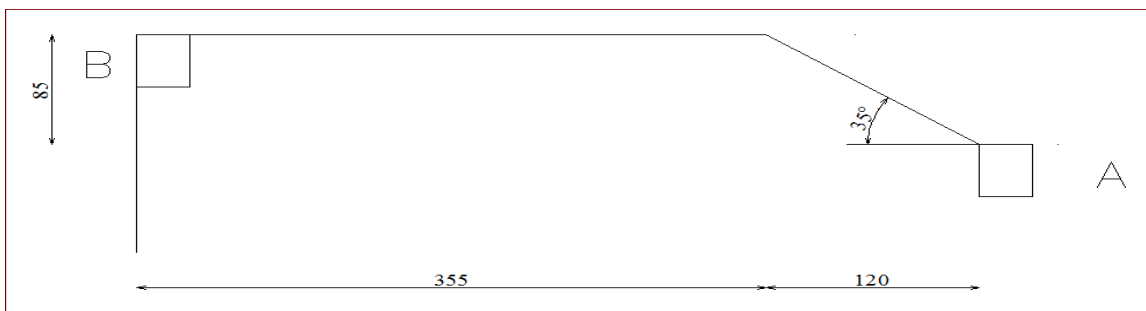
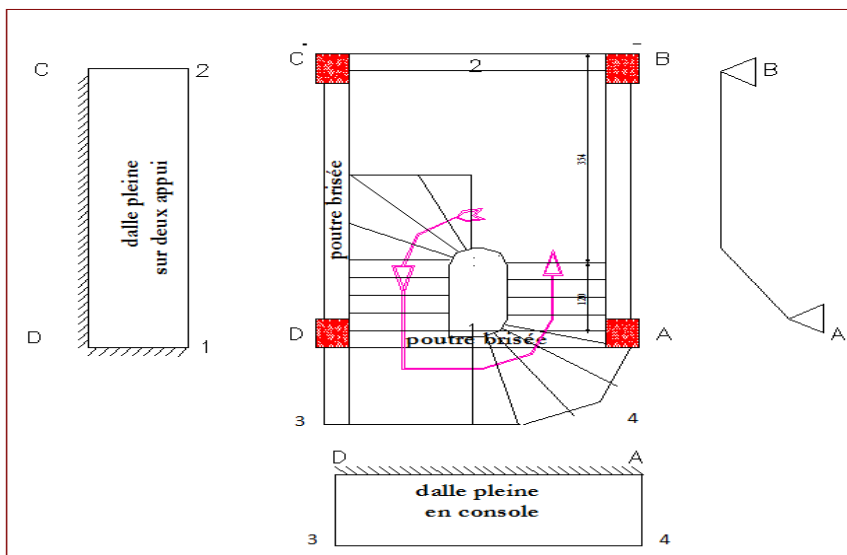
b. Différents types d'escaliers

On a deux types d'escaliers :

- Escalier à 1 volée
- Escalier à 2 volées

1. Escalier à 1 volée

Type 1 (1^{ère} à 8^{ème} étage) :



Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Volée 1:

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0$$

$$64 \times n^2 - 354 \times n + 170 = 0$$

$$n = 5$$

$$n-1 = 4$$

Volée 1	
Nombre de contremarches	n = 5
Nombre de marches	n = 4
Epaisseur de paillasse	e = 20 cm

$$\text{Donc } \Rightarrow \begin{cases} g = \frac{L}{n-1} = \frac{1.2}{4} = 0.30m \\ h = \frac{H}{n} = \frac{0.85}{5} = 0.17m \end{cases}$$

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.66m \dots \text{Vérifier}$$

$$\tan \alpha = \frac{0.85}{1.2} = 0.71 \Rightarrow \alpha = 35^\circ$$

Epaisseur de la paille :

Elle est calculée par la relation suivante :

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

$$L = L_{pa} + L_{pr}$$

L_{pa} : longueur de la paille.

L_{pr} : longueur de palier de repos.

L_1 : longueur projetée de la paille.

$$L_{pa} = (L_1^2 + H^2)^{\frac{1}{2}} = (1.2^2 + 0.85^2)^{\frac{1}{2}} = 1.47m$$

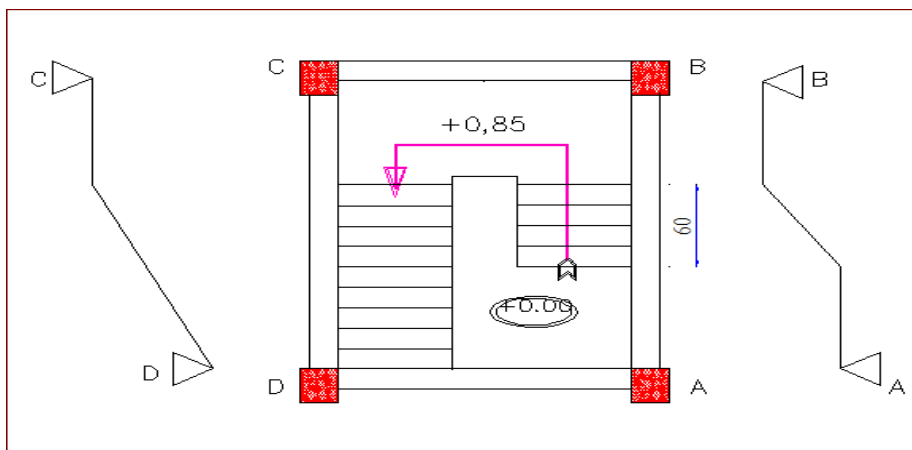
$$L = 1.47 + 3.55 = 5.02m$$

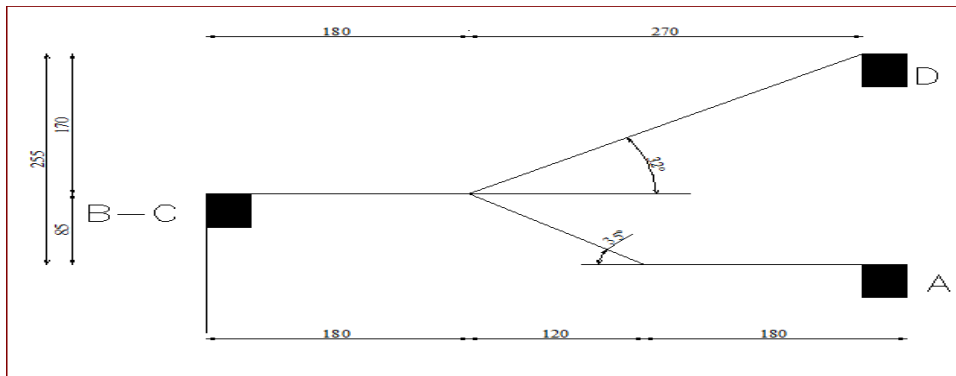
$$16.73 \leq e \leq 25.1$$

Soit e=20cm

2. Escalier à 2 volées

Type 2 (RDC) :





Volée 1 :

$$\begin{cases} g = 0.30m \\ h = 0.17m \end{cases}$$

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.66m \dots \text{Vérifier}$$

$$\tan \alpha = \frac{0.85}{1.2} = 0.71 \Rightarrow \alpha = 35^\circ$$

Volée 1	
Nombre de contremarches	n = 5
Nombre de marches	n = 4
Epaisseur de paillasse	e = 15 cm

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

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

$$L_{pa} = (L_l^2 + H^2)^{\frac{1}{2}} = (1.2^2 + 0.85^2)^{\frac{1}{2}} = 1.47m$$

$$L = 1.47 + 1.8 = 3.27m$$

$$10.9 \leq e \leq 16.35$$

Soit e=15cm

Volée 2 :

$$\begin{cases} g = 0.30m \\ h = 0.17m \end{cases}$$

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.66m \dots \text{Vérifier}$$

$$\tan \alpha = \frac{1.7}{2.7} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32^\circ$$

Volée 2	
Nombre de contremarches	n = 10
Nombre de marches	n = 9
Epaisseur de paillasse	e = 20 cm

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

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

$$L_{pa} = (L_l^2 + H^2)^{\frac{1}{2}} = (2.7^2 + 1.7^2)^{\frac{1}{2}} = 3.19m$$

$$L = 3.19 + 1.8 = 4.99m$$

$$16.63 \leq e \leq 24.95$$

Soit e=20cm

II.3. Prédimensionnement des éléments principaux :**II.3.1. Les poutres :****a. Les poutres principales :**

Le pré dimensionnement des poutres se fait en respectant les conditions suivantes:

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

Avec : h_t : la hauteur de la poutre

L_{\max} : la distance maximale entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 489 - 30 = 459 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{459}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{459}{10}$$

$$30.6 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 45.9 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } h_{pp} = 40 \text{ cm}$$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$30 \% h \leq b \leq 70 \% h$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 31.5$$

$$\text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications aux exigences du RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

➤ **$h = 40 \text{ cm}$**

➤ **$b = 30 \text{ cm}$**

b. Les poutres secondaires :

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

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_{ps} = 40 \text{ cm}$$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$30 \% h \leq b \leq 70 \% h$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 31.5$$

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

Vérifications aux exigences du RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$h/b = 40/30 = 1.33 < 4$condition vérifiée

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

- **h=40cm**
- **b= 30cm**

II.3.2. Les voile

Selon le cas d'utilisation, le RPA 99/V.2003 (art.7.7.1) définit les épaisseurs des voiles en considérant les conditions suivantes :

Cas du voile rectangulaire :

- $e \geq \max [h_e/20 ; 15\text{cm}]$
- $L \geq 4 * e$



Avec :

- e : est l'épaisseur du voile
- h_e : est la hauteur libre d'étage
- l : est la longueur du voile

Type d'étage	h_e en (cm)	$e \geq \max [h_e/20, 15 \text{ cm}]$
Sous-sol	286	$\max [14.3, 15 \text{ cm}]$
R.D.C	388	$\max [19.4, 15 \text{ cm}]$
étage courant	286	$\max [14.3, 15 \text{ cm}]$

On adopte l'épaisseur suivant :

- Sous sol et RDC.....e=20cm.
- Etage courant.....e=20cm.
- Largeur du voile : $l \geq 4 * 20 \geq 80\text{cm}$.

II.3.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99V2003 (Art.7.4.1) doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

A diagram of a column section. It shows a vertical rectangle with height h_e and width b_1 . A horizontal section line '1-1' is indicated with arrows pointing towards the center of the column.

A diagram of the cross-section 'Coupe (1-1)'. It shows a vertical rectangle with width b_1 and height h_1 .

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charges, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- Sous sol et RDC :(40,50) cm².
- 1^{er} et 2^{ème} étages :(40,45) cm².
- 3^{ème} et 4^{ème} étages :(35,40) cm².
- 5^{ème} et 6^{ème} étages :(35,35) cm².
- 7^{ème} étage :(30,35) cm².
- 8^{ème} étage :(30,30) cm².

II.4. Evaluation des charges et surcharges:

II.4.1. Les planchers:

a. Plancher terrasse inaccessible :

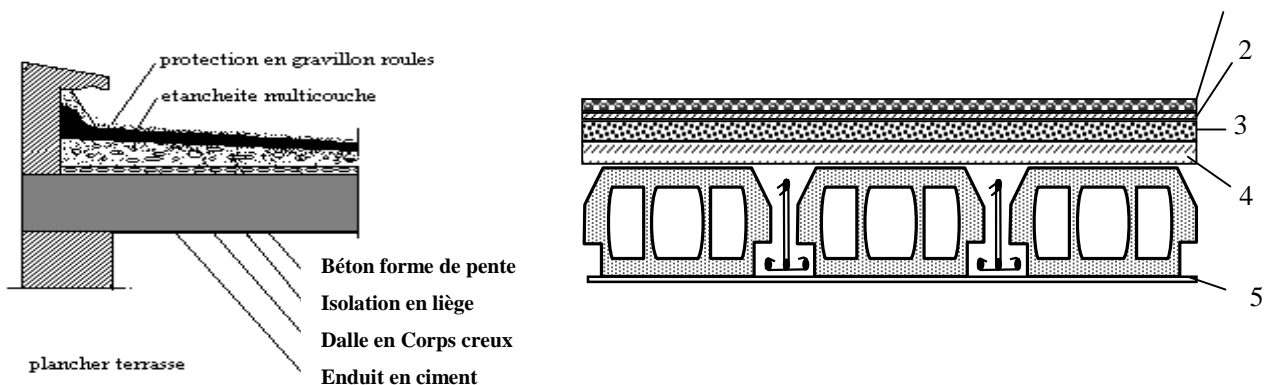


Figure II.6. Schéma du plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Enduit en ciment	2	20	0.36
	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
Charge permanente totale				G=6.69
Surcharge d'exploitation				Q=1.00

b. Plancher de l'étage courant :

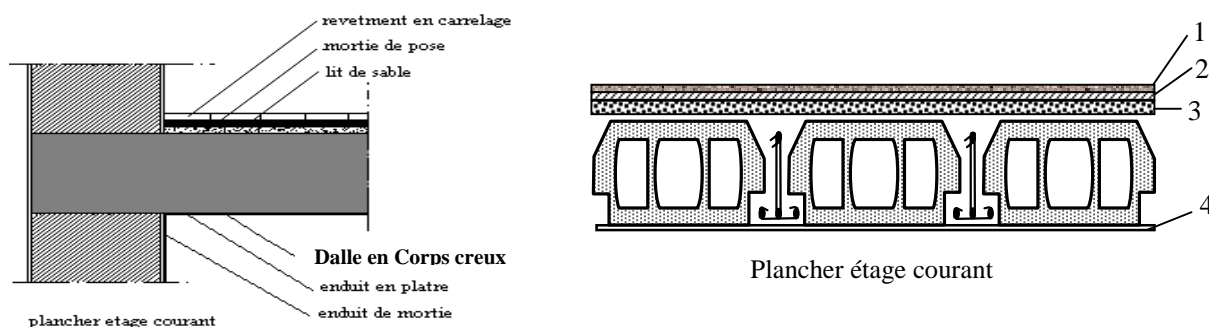


Figure II.7. Schéma du plancher étage courant

Tableau II.2. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.36
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Enduit en ciment	2	20	0.36
	Dalle en corps creux	(16+4)	/	2.85
	Cloison de séparation	10	9	1.00
Charge permanente totale				G=5.51
Surcharge d'exploitation				Q=1.5

La surcharge d'exploitation à prendre sur les planchers à usage commercial est $Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

c. Dalles pleines :

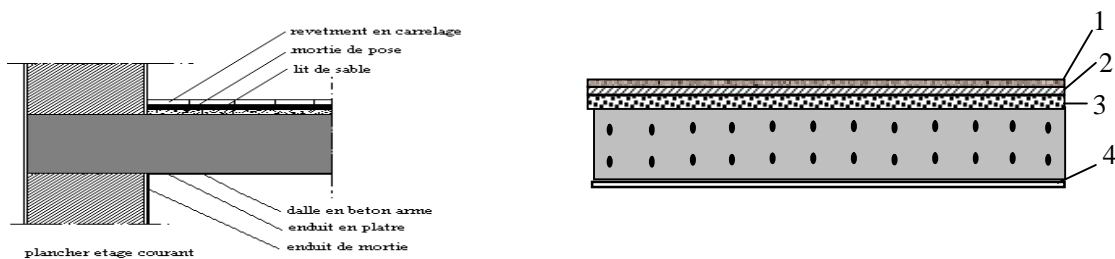


Figure II.8. Schéma de dalle pleine

Tableau II.3. Evaluation des charges pour une dalle pleine.

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit en ciment	1.5	20	0.21
	Dalle pleine	14	/	3.5
Charge permanente totale				G=4.91
Surcharge d'exploitation				Q=3.5

II.4.2. Evaluation des charges sur des murs en double cloisons

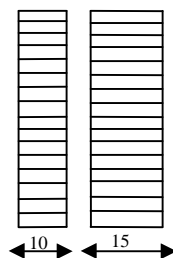


Figure II.9. Schéma de cloisons extérieures.

Tableau. II.4 évaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	10	9	0.9
Brique creuse	15	9	1.3
Enduit extérieure en ciment	2	20	0.36
Enduit intérieure en ciment	1.5	20	0.27
Lame d'aire	5	/	0.00
Charge permanente totale			G=2.83

Pour un mur à une cloison et suivant les règlements du DTRB.C.2.2 (Art III.2) : **G=1KN/m²**

II.4.3. Les escaliers :

Pour une épaisseur des escaliers de 14 cm

a. Palier :**Tableau II.5. Evaluation des charges du palier.**

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.4
Mortier de pose	2	20	0.36
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle en BA	14	25	3.5
Enduit ciment	2	20	0.36
Charge permanente totale			G=5.16
Surcharge d'exploitation			Q=2.5

b. Volée :**Tableau II.6. Evaluation des charges du Volée.**

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.4
Mortier de pose	2	20	0.36
Lit de sable	3	18	0.54
Paillasse	14/ (cos α)	25	4.2
Gardes corps	//	//	0.6
Marches	17(1/2)	22	1.87
Enduit ciment	2	20	0.36
Charge permanente totale			G=8.33
Surcharge d'exploitation			Q=2.5

II.5. Descente de charge:

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

Si les surcharges sont différentes la loi de dégression est :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le premier étage à partir du somme (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) : $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

- Pour le n^{ème} étage (n≥5) :
$$Q0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + \dots + Qn)$$

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : Q
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

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

➤ **Calcul des charges**

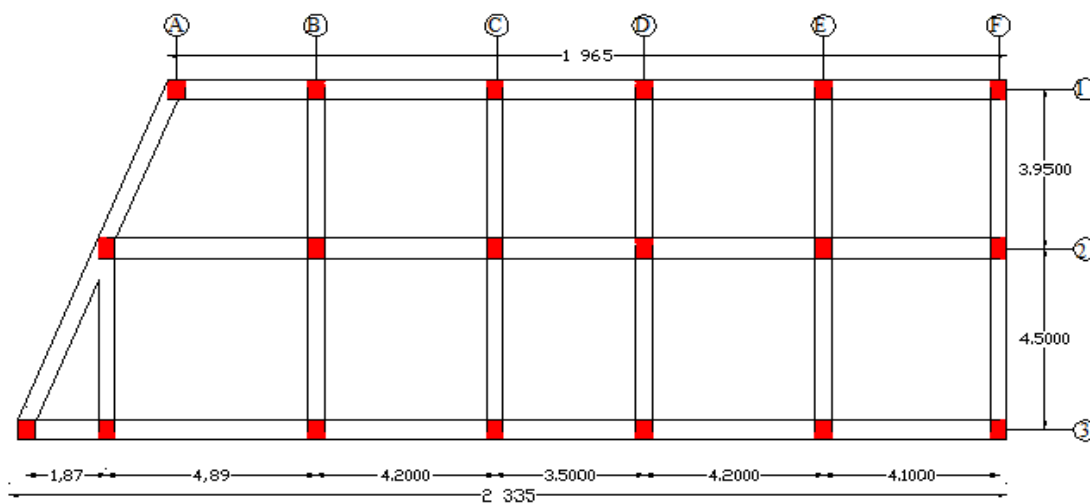


Figure II.10 Disposition des poteaux

II.5.1. Poteau B-2 :

a. Calcul du poids propre des éléments revenant au poteau B-2:

- **La surface afférente pour la charge permanente**

$$S = 1.825 \times 2.295 + 2.1 \times 2.295 + 2.1 \times 1.95 + 1.825 \times 1.95$$

$$\Rightarrow S = 15.44m^2$$

➤ **Les charges et surcharges :**

- ✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 15.44 \times 6.69 = 103.29KN$$

$$Q = 15.44 \times 1 = 15.44KN$$

- ✓ **Plancher étages courant :**

$$G = 15.44 \times 5.51 = 85.07KN$$

$$Q = 15.44 \times 1.5 = 23.16KN$$

- ✓ **Plancher étages de service :**

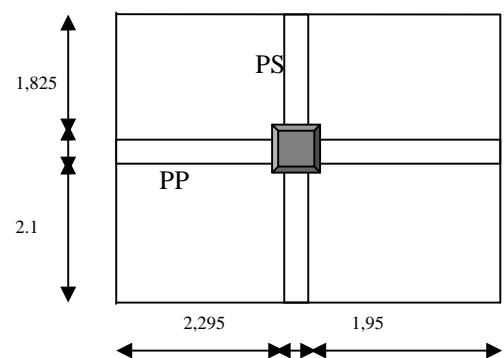


Figure. II.11 La surface afférente. Pot B.2

$$G = 85.07 \text{ KN}$$

$$Q' = 15.44 \times 2.5 = 38.6 \text{ KN}$$

✓ **Plancher étages de commercial :**

$$G = 85.07 \text{ KN}$$

$$Q' = 15.44 \times 5 = 77.2 \text{ KN}$$

✓ **Les poutres :**

$$G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.825 + 2.1) = 10.3 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (2.295 + 1.95) = 12.735 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 23.03 \text{ KN}$$

✓ **Les poteaux :**

$$\text{Sous Sol : } G_{pot1} = 25 \times 0.4 \times 0.5 \times 3.06 = 15.30 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC : } G_{pot2} = 25 \times 0.4 \times 0.5 \times 4.08 = 20.40 \text{ KN.}$$

$$1^{\text{ere}} \text{ et } 2^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot3} = 25 \times 0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN.}$$

$$3^{\text{ere}} \text{ et } 4^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot4} = 25 \times 0.4 \times 0.35 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN.}$$

$$5^{\text{ere}} \text{ et } 6^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot5} = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37 \text{ KN.}$$

$$7^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot6} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times 3.06 = 8.03 \text{ KN.}$$

$$8^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot7} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN.}$$

✓ **Les murs de séparation :**

$$G_{MUR} = (1.95 + 2.295 + 2.1 + 1.825) \times 2.86 \times 1 = 22.36 \text{ KN}$$

b. Loi de dégression de charge :

$$N_1 : Q_0 = 15.44 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 15.44 + 23.16 = 38.6 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.95 \times 23.16 = 60.60 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.9 \times 23.16 = 81.44 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.85 \times 23.16 = 101.126 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.8 \times 23.16 = 119.65 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 23.16 = 142.81 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 38.6 = 181.41 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 38.6 = 220.01 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 77.2 = 297.21 \text{ KN}$$

Q' : Surcharge d'exploitation du plancher à usage commercial.

c. La descente de charge de poteau B-2

Les résultats de la descente des charges pour le poteau **B-2** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Descente de charge du poteau B-2.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	103.29	15.44
	Poutre	23.03	
	poteau	6.885	
	Total	133.785	15.44
N2	Venant de N1	133.785	15.44
	Etage courant	85.07	23.16
	Poutre	23.03	
	Poteau	8.03	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	273.005	38.6
N3	Venant de N2	273.005	38.6
	Etage courant	85.07	23.16
	Poutres	23.03	
	Poteau	9.37	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	413.565	60.60
N4	Venant de N3	413.565	60.60
	Etage courant	85.07	23.6
	Poutres	23.03	
	Poteau	9.37	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	694.685	81.44
N5	Venant de N4	694.685	81.44
	Etage courant	85.07	23.6
	Poutres	23.03	
	Poteau	10.71	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	836.585	101.126
N6	Venant de N5	836.585	101.126
	Etage courant	85.07	23.6
	Poutres	23.03	
	Poteau	10.71	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	978.485	119.65
N7	Venant de N6	978.485	119.65
	Etage courant	85.07	23.16
	Poutres	23.03	
	Poteau	13.77	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	1123.445	142.81

N8	Venant de N7	1123.445	137.02
	Etage courant	85.07	38.06
	Poutres	23.03	
	Poteau	13.77	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	1268.405	181.41
N9	Venant de N8	1268.405	164.04
	Plancher RDC	85.07	38.6
	Poutres	23.03	
	Poteau	20.40	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	1419.995	220.01
N10	Venant de N9	1419.995	191.06
	Plancher S-Sol	85.07	77.2
	Poutres	23.03	
	Poteau	15.30	
	Mur intérieur	22.36	
	Total	1566.485	297.21

II.5.2. Poteau C-2 :

a. Calcul du poids propre des éléments revenant:

- **La surface afférente pour la charge permanente**

$$S = 1.725 \times 1.9 + 1.725 \times 1.55 + 2 \times 1.9 + 2 \times 1.55 \Rightarrow S = 12.85m^2$$

➤ **Les charges et surcharges :**

- ✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 12.85 \times 6.69 = 85.96KN$$

$$Q = 12.85 \times 1 = 12.85KN$$

- ✓ **Plancher étages courant :**

$$G = 12.85 \times 5.51 = 70.80KN$$

$$Q = 12.85 \times 1.5 = 19.27KN$$

- ✓ **Plancher étages de service :**

$$G = 70.80KN$$

$$Q' = 12.85 \times 2.5 = 32.12KN$$

- ✓ **Plancher étages de commercial :**

$$G = 70.80KN$$

$$Q' = 12.85 \times 5 = 64.25KN$$

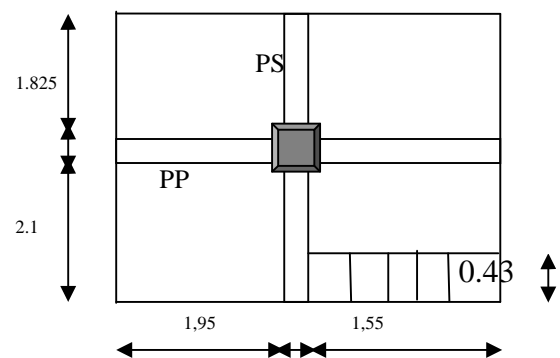


Figure. II.12 La surface afférente .Pot C.2

✓ **Les poutres :**

$$G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.55 + 1.95) = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.825 + 2.1) = 10.3 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 20.80 \text{ KN}$$

✓ **Les poteaux :**

$$\text{Sous Sol : } G_{pot1} = 25 \times 0.4 \times 0.5 \times 3.06 = 15.30 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC : } G_{pot2} = 25 \times 0.4 \times 0.5 \times 4.08 = 20.40 \text{ KN.}$$

$$1^{\text{ere}} \text{ et } 2^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot3} = 25 \times 0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN.}$$

$$3^{\text{ere}} \text{ et } 4^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot4} = 25 \times 0.4 \times 0.35 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN.}$$

$$5^{\text{ere}} \text{ et } 6^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot5} = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37 \text{ KN.}$$

$$7^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot6} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times 3.06 = 8.03 \text{ KN.}$$

$$8^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{pot7} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN.}$$

✓ **Les murs de séparation :**

$$G_{MUR} = (1.95 + 1.55 + 2.1 + 1.825) \times 2.86 \times 1 = 21.23 \text{ KN.}$$

✓ **L'Escalier :**

1^{ERE} jusqu'a 7^{EME} étage :

$$G_{PALIER} = 5.16 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{PAILLASSE} = 7.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{ESCALIER} = 2 \times 7.97 + 5.16 / 4 = 5.275 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{ESCALIER} = 1.55 \times 0.43 = 0.66 \text{ m}^2.$$

$$G_{ESCALIER} = 0.66 \times 5.275 = 3.51 \text{ KN.}$$

$$Q_{ESCALIER} = 0.66 \times 2.5 = 1.65 \text{ KN.}$$

La RDC :

$$G_{ESCALIER} = 3 \times 7.97 + 2 \times 5.16 / 4 = 8.557 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{ESCALIER} = 0.66 \times 8.557 = 5.65 \text{ KN.}$$

$$Q_{ESCALIER} = 0.66 \times 2.5 = 1.65 \text{ KN.}$$

b. Loi de dégression de charge : [5] (Article 6.3)

$$N_1 : Q_0 = 12.85 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 12.85 + 20.92 = 33.77 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.95 \times 20.92 = 53.644 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.9 \times 20.92 = 72.472 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.85 \times 20.92 = 90.254 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.8 \times 20.92 = 106.99 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 20.92 = 127.91 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 33.77 = 161.68 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 33.77 = 195.45 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 65.9 = 261.35 \text{ KN}$$

c. La descente de charge

Les résultats de la descente des charges pour le poteau C-2 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.8. Descente de charge du poteau C-2.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	85.96	12.85
	Poutre	20.80	
	Poteau	6.885	
	Total	114.365	12.85
N2	Venant de N1	114.365	12.85
	Etage courant	70.80	19.27
	Poutres	20.80	
	Poteau	8.03	
	Escalier	3.51	1.65
	Mur intérieur	21.23	
Total	238.745	33.77	
N3	Venant de N2	238.745	33.77
	Etage courant	70.80	19.27
	Poutres	20.80	
	Poteau	9.37	
	Escalier	3.51	1.65
	Mur intérieur	21.23	
Total	364.465	53.644	
N4	Venant de N3	364.465	53.644
	Etage courant	70.80	19.27
	Poutres	20.80	
	Poteau	9.37	
	Escalier	3.51	1.65
	Mur intérieur	21.23	

	Total	490.185	72.472
N5	Venant de N4	490.185	72.472
	Etage courant	70.80	19.27
	Poutres	20.80	
	Poteau	10.71	
	Escalier	3.51	1.65
	Mur intérieur	21.23	
	Total	617.245	90.245
N6	Venant de N5	617.245	90.245
	Etage courant	70.80	19.27
	Poutres	20.80	
	Poteau	10.71	
	Escalier	3.51	12.787
	Mur intérieur	21.23	
	Total	744.305	106.99
N7	Venant de N6	744.305	106.99
	Etage courant	70.80	19.27
	Poutres	20.80	
	Poteau	13.77	
	Escalier	3.51	1.65
	Mur intérieur	21.23	
	Total	874.425	127.91
N8	Venant de N7	874.425	122.68
	Etage courant	70.80	32.12
	Poutres	20.80	
	Poteau	13.77	
	Escalier	3.51	12.787
	Mur intérieur	21.23	
	Total	1004.545	161.68
N9	Venant de N8	1004.545	146.319
	Plancher RDC	70.80	32.12
	Poutres	20.80	
	Poteau	20.40	
	Escalier	5.65	1.65
	Mur intérieur	21.23	
	Total	1143.435	195.45
N10	Venant de N9	1143.435	169.958
	Plancher S-Sol	70.80	64.25
	Poutres	20.80	
	Poteau	15.30	
	Mur intérieur	21.23	
	Total	1271.575	261.35

Tableau II.9. Résultats de descente de poteau B-2 et le poteau C-2.

	G (KN)	Q (KN)
Poteau B-2	1566.485	297.21
Poteau C-2	1271.575	261.35

II.6. vérification**a. Calcul de l'effort normal ultime**

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau numéro **B-2** qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1566.485 \text{ KN}, Q_{totale} = 297.21 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times 1566.485 + 1.5 \times 297.21 = 2560.56 \text{ KN}.$$

Selon le CBA 93 (article B .8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime

$$N_u \text{ de } 15\% \text{ tel que : } N_u = 1.15 (1.35G + 1.5Q).$$

$$N_u = 1.15(1.35 \times 1566.485 + 1.5 \times 297.21) = 2944.64 \text{ KN}.$$

b. Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28} \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2944.64 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.85 \times 25} = 0.20 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.20 \text{ m}^2$$

A la base $B = 0.40 \times 0.50 = 0.20 \text{ m}^2 \rightarrow$ c'est vérifié

Tableau II.10. Résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau B2.

Niveau	Nu	Section (cm ²)	Condition		Observation
			B > B _{calculé}		
			B(m ²)	B _{calculé} (m ²)	
N1	234.334	30*30	0.09	0.0156	Vérifié
N2	490.42	30*35	0.105	0.032	Vérifié
N3	746.59	35*35	0.1225	0.049	Vérifié
N4	1218.977	35*35	0.1225	0.081	Vérifié
N5	1473.24	35*40	0.14	0.098	Vérifié
N6	1725.95	35*40	0.14	0.115	Vérifié
N7	1980.507	40*45	0.18	0.132	Vérifié

N8	2252.167	40*45	0.18	0.15	Vérifié
N9	2534.117	40*50	0.20	0.168	Vérifié
N10	2854.76	40*50	0.20	0.19	Vérifié

c. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$$

$$B = 0.40 \times 0.50 = 0.20m^2.$$

$$I = \frac{0.40 \times 0.50^3}{12} = 4.16 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{4.16 \times 10^{-3}}{0.20}} = 0.144 m.$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.144} = 14.87 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.87}{35}\right)^2} = 0.82.$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2944.64 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.163 m^2$$

Or nous avons $B_r = (40 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.1824 m^2$
 $0.1824 > 0.163$ donc le poteau ne risque pas de flamber

Tableau II.11. Résumé vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau B2.

Niveau	Nu	Section (cm ²)	Condition		Observation
			$B_r > B_{r \min}$		
			$B_r (m^2)$	$B_{r \min} (m^2)$	
N1	234.334	30*30	0.0784	0.0138	Vérifié
N2	490.42	30*35	0.0924	0.028	Vérifié
N3	746.59	35*35	0.1089	0.043	Vérifié
N4	1218.977	35*35	0.1089	0.069	Vérifié
N5	1473.24	35*40	0.1254	0.083	Vérifié
N6	1725.95	35*40	0.1254	0.097	Vérifié
N7	1980.507	40*45	0.1634	0.111	Vérifié
N8	2252.167	40*45	0.1634	0.126	Vérifié
N9	2534.117	40*50	0.1824	0.144	Vérifié
N10	2854.76	40*50	0.1824	0.158	Vérifié

d. Vérification de l'effort normal réduit :

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

$$N_{red} = N_U / B * f_{28} \leq 0.3$$

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

Tableau II.12. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N_U (KN)	B (m ²)	N_{red}	$N_{red} \leq 0.3$
S-SOL	2482.40	0.2	0.496	Non Vérifier
RDC	2203.58	0.2	0.44	Non Vérifier
1 étage	1958.406	0.18	0.435	Non Vérifier

2 étages	1722.18	0.18	3.94	Non Vérifier
3 étages	1500.83	0.14	0.428	Non Vérifier
4 étages	1281.078	0.14	0.366	Non Vérifier
5 étages	1059.98	0.1225	0.346	Non Vérifier
6 étages	649.21	0.1225	0.21	Vérifier
7 étages	426.456	0.105	0.162	Vérifier
8 étages	203.77	0.09	0.09	Vérifier

II.7. Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par **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 (16+4) cm, 14cm pour les balcons, volées et les paliers de repos d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré-dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionnés à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimées à $(40 \times 30) \text{cm}^2$ pour les poutres principales et secondaires.

Les poteaux ont été vérifiés à la compression et au flambement mais l'effort normal réduit n'est pas vérifiés. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charges sur le poteau qui nous semblait le plus sollicité, en se référant : à la surface afférente et l'aboutissement des poutres. Les sections des poteaux ainsi adoptées sont :

- ✓ Sous sol et RDC:..... $(55 \times 60) \text{cm}^2$.
- ✓ 1^{er} et 2^{ème} étage:..... $(50 \times 55) \text{cm}^2$.
- ✓ 3^{ème} et 4^{ème} étages:..... $(45 \times 50) \text{cm}^2$.
- ✓ 5^{ème} et 6^{ème} étages: $(45 \times 45) \text{cm}^2$.
- ✓ 7^{ème} étage:..... $(40 \times 45) \text{cm}^2$.
- ✓ 8^{ème} étage:..... $(40 \times 40) \text{cm}^2$.

Chapitre III

Etudes des éléments secondaires

III.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d’inertie constante.

III.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a. Critère de la petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée

b. Critère de continuité

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d’appuis

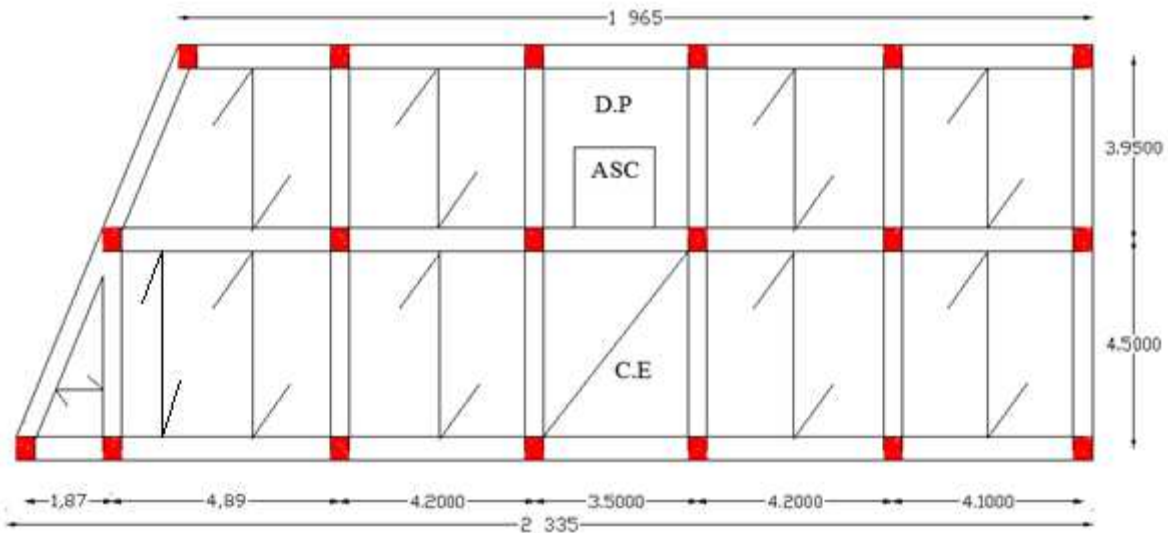


Figure III.1. Disposition des poutrelles

III.1.2. Prédimensionnement:

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (16 + 4)cm$. pour les planchers terrasse accessible, d’habitation, commercial et pour le plancher terrasse inaccessible.

- * Hourdis de 16cm d’épaisseur et de 55 cm de largeur.
- * Table de compression de 4 cm.

Détermination de la largeur de la table de compression :

h : Hauteur du plancher = 20 cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

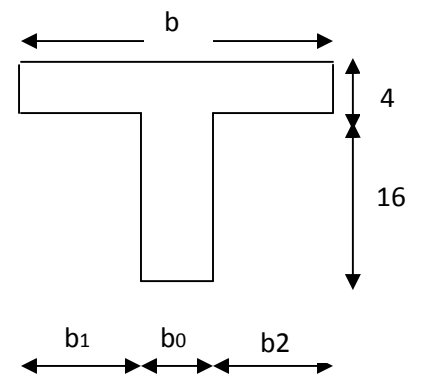


Figure III.2. Schéma d’une poutrelle

$$b_0 = (0.4;0.6) \times h = (9.6;14.4)cm$$

Soit : $b_0 = 10cm$

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

$$(b - b_0)/2 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{345}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5;34.5)$$

Soit : $b_1 = 27.7cm$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65cm$$

Soit : $b=65cm$.

III.1.3. Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles:

Type 1 :

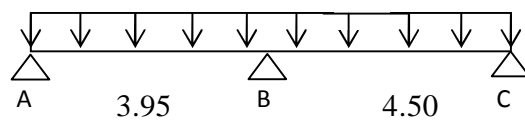


Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle type 1

Type 2 :

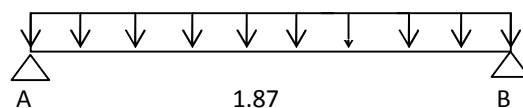


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle type 2

Type 3 :

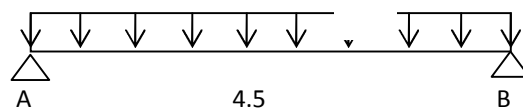


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 3

III.1.4. Méthode de calcul des poutrelles :**a. La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

Condition d'application :

• Plancher à surcharge modérée: $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{ KN} / \text{m}^2$.

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.69; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ Plancher étage courant :

$$G = 5.51 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.51; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ Plancher étage DE service :

$$G = 5.51 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.51; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ Plancher étage commercial :

$$G = 5.51 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 5.51; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

• Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

• Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 : $0.8 \leq \frac{3.95}{4.50} \leq 1.25 \quad \text{Vérfiée.}$

• Fissuration peu nuisible.

Principe de la méthode forfaitaire**CBA 93 (Chap. B 6.2.2.1)****Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

Méthode forfaitaire :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

Méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

b. La méthode de Caquot :

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

Moment en appui :

$$M_2 = \frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

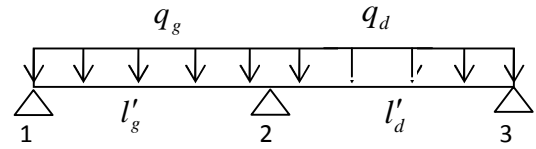


Figure III.5. Schéma statique d'une poutre

M_2 : Moment à l'appui 2.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec: $l' = 0.8 \times l \rightarrow$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l \rightarrow$ Pour une travée de rive.

Moment en travée :

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

Effort tranchant :

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2l}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

III.1.5 Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :**Calcul des sollicitations :**

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

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

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.69	1.0	9.18	5.96	6.69	4.35
Etages courantes	5.51	1.5	9.68	6.29	7.01	4.55
Etages services	5.51	2.5	11.18	7.27	8.01	5.20
Etages commerciaux	5.51	5.0	14.94	9.71	10.51	6.83

Terrasse inaccessible :

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants

Type 1 :

• **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

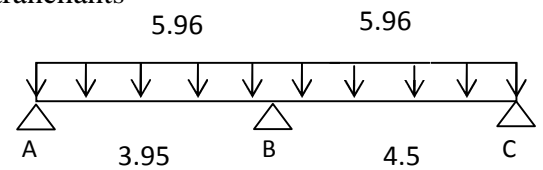


Fig. III.6. Schéma statique d'une poutrelle

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.96 \times 3.95^2}{8} = 11.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.96 \times 4.5^2}{8} = 15.08 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.35 \times 3.95^2}{8} = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.35 \times 4.5^2}{8} = 11.01 \text{ KN.m}$$

• **Moments en appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

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

À l'ELU:

$$M_A = M_C = -0.15 \times 15.08 = -2.262 \text{ KN.m.}$$

À l'ELS:

$$M_A = M_C = -0.15 \times 11.01 = -1.65 \text{ KN.m.}$$

Appuis intermédiaires :

À l'LEU:

$$M_B = -0.6 \times M_{AB} = -0.6 \times 15.08 = -9.048 \text{ KN.m.}$$

À l'ELS:

$$M_B = -0.6 \times M_{AB} = -0.6 \times 11.01 = -6.606 \text{ KN.m.}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.69} = 0.149$$

$$\alpha = 0,149 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1.0447. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1.2447. \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.05 \times 11.62 - \frac{9.048}{2} = 7.677 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 7.231 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tAB} = 7.677 \text{ KN.m.}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 15.08 - \frac{9.048}{2} = 11.31 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 9.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tBC} = 11.31 \text{ KN.m.}$$

À l'ELS :

Travée A-B:

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 5.601 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tAB} \geq 5.277 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = 5.601 \text{ KN.m}$$

Travée B-C:

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 8.257 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 6.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tBC} = 8.257 \text{ KN.m.}$$

• **Les efforts tranchants :**

À L'ELU:

Travée A-B:

$$\begin{cases} V_A = \frac{5.96 \times 3.95}{2} = 11.77 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -13.53 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée B-C:

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{5.96 \times 4.5}{2} = 15.42 \text{ KN} \\ V_C = -13.41 \text{ KN} \end{cases}$$

À l'ELS:

Travée A-B:

$$\begin{cases} V_A = \frac{4.35 \times 3.95}{2} = 8.59 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -9.87 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée B-C:

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{4.35 \times 4.5}{2} = 11.25 \text{ KN} \\ V_C = -9.78 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type1)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.95	5.96	11.62	0	9.048	7.677	11.77	13.53
B-C	4.5	5.96	15.08	9.048	0	11.31	15.42	13.41

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.95	4.35	8.48	0	6.606	5.601	8.59	9.87
B-C	4.5	4.35	11.01	6.606	0	8.257	11.25	9.78

Poutrelle type 2 :

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.87	5.96	2.609	0	0	3.247	5.58	5.58

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.87	4.35	1.901	0	0	2.366	4.066	4.066

$M_a = 0.285 \text{ KN.m}$ $M_t = 2.366 \text{ KN.m}$ $V_t = 4.066 \text{ KN.m}$.

Poutrelle type 3 :

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	5.96	15.106	0	0	18.802	13.428	13.428

$M_a = 2.26 \text{ KN.m}$ $M_t = 18.802 \text{ KN.m}$ $V_t = 13.428 \text{ KN.m}$.

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	4.34	11.00	0	0	13.70	9.78	9.78

$M_a = 1.65 \text{ KN.m}$ $M_t = 13.70 \text{ KN.m}$ $V_t = 9.78 \text{ KN.m}$.

Poutrelles du Plancher étage courant :

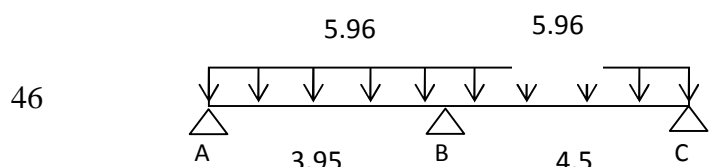
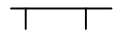


Fig. III.7. Schéma statique d'une poutrelle



Type 1 :

$\alpha = 0.214$

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type1)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.95	6.29	12.282	0	9.565	8.288	12.438	14.303
B-C	4.5	6.29	15.941	9.565	0	12.182	16.295	14.169

$M_a = 9.565 \text{ KN.m}$ $M_t = 12.182 \text{ KN.m}$ $V_t = 16.295 \text{ KN.m}$.

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type1)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.95	4.55	8.887	0	6.920	5.998	8.999	10.349
B-C	4.5	4.55	11.534	6.920	0	8.814	11.79	10.252

$M_a = 6.92 \text{ KN.m}$ $M_t = 8.814 \text{ KN.m}$ $V_t = 11.79 \text{ KN.m}$.

Type 2 :

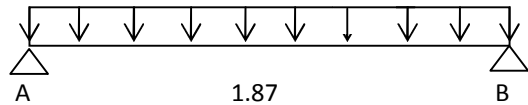


Fig. III.8. Schéma statique de la poutrelle type 2

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type2)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.87	6.29	2.753	0	0	3.480	5.888	5.888

$M_a = 0.413 \text{ KN.m}$ $M_t = 3.480 \text{ KN.m}$ $V_t = 5.888 \text{ KN.m}$.

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type2)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.87	4.55	1.992	0	0	2.518	4.260	4.260

$M_a = 0.299 \text{ KN.m}$ $M_t = 2.518 \text{ KN.m}$ $V_t = 4.26 \text{ KN.m}$.

Type 3 :

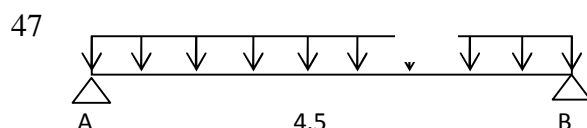


Fig. III.9. Schéma statique de la poutrelle type 3

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type3)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.5	6.29	15.94	0	0	20.15	14.17	14.17

$M_a = 2.39$ KN.m $M_t = 20.15$ KN.m $V_t = 14.17$ KN.m.

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type3)

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.5	4.55	11.53	0	0	14.58	10.25	10.25

$M_a = 1.73$ KN.m $M_t = 14.58$ KN.m $V_t = 10.25$ KN.m.

Étage service :

Type 1

$\alpha = 0.312$

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type 1)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.95	7.27	14.184	0	11.045	9.989	14.363	16.518
B-C	4.5	7.27	18.409	11.045	0	14.610	18.818	16.363

$M_a = 11.045$ KN.m $M_t = 14.61$ KN.m $V_t = 18.818$ KN.m.

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type1)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.95	5.20	10.154	0	7.907	7.151	10.283	11.825
B-C	4.5	5.20	13.179	7.907	0	10.459	13.472	11.715

$M_a = 7.907$ KN.m $M_t = 10.459$ KN.m $V_t = 13.472$ KN.m .

Type 2 :**Tableau III.16 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type2)**

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	1.87	7.27	3.179	0	0	4.112	6.800	6.800

$M_a = 0.477$ KN.m $M_t = 4.112$ KN.m $V_t = 6.8$ KN.m.

Tableau III.17 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type2)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.87	5.20	2.276	0	0	2.944	4.868	4.868

$$M_a = 0.341 \text{ KN.m} \quad M_t = 2.944 \text{ KN.m} \quad V_t = 4.868 \text{ KN.m.}$$

Type 3 :**Tableau III.18 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type3)**

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	7.27	18.40	0	0	23.81	16.36	16.36

$$M_a = 2.76 \text{ KN.m} \quad M_t = 23.81 \text{ KN.m} \quad V_t = 16.36 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.19 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type3)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	5.20	13.18	0	0	17.05	11.71	11.71

$$M_a = 1.97 \text{ KN.m} \quad M_t = 17.05 \text{ KN.m} \quad V_t = 11.71 \text{ KN.m.}$$

Étage commercial:**Type 1 :**

$$\alpha = 0.476$$

Tableau III.20 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type1)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.95	9.71	18.938	0	14.747	14.269	19.177	22.054
B-C	4.5	9.71	24.579	14.747	0	20.715	25.125	21.848

$$M_a = 14.747 \text{ KN.m} \quad M_t = 20.715 \text{ KN.m} \quad V_t = 25.125 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.21 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type1)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.95	6.83	13.324	0	10.375	10.039	13.492	15.516
B-C	4.5	6.83	17.292	10.375	0	14.574	17.677	15.371

$$M_a = 10.375 \text{ KN.m} \quad M_t = 14.574 \text{ KN.m} \quad V_t = 17.677 \text{ KN.m.}$$

Type 2 :**Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type2)**

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.87	9.71	4.244	0	0	5.699	9.079	9.079

$$M_a = 0.637 \text{ KN.m} \quad M_t = 5.699 \text{ KN.m} \quad V_t = 9.079 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type2)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	1.87	6.83	2.986	0	0	4.010	6.387	6.387

$$M_a = 0.448 \text{ KN.m} \quad M_t = 4.010 \text{ KN.m} \quad V_t = 6.387 \text{ KN.m.}$$

Type 3 :

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type3)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	9.71	24.58	0	0	33.00	21.85	21.85

$$M_a = 3.68 \text{ KN.m} \quad M_t = 33.00 \text{ KN.m} \quad V_t = 21.85 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type3)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	6.83	17.29	0	0	23.22	15.37	15.37

$$M_a = 2.59 \text{ KN.m} \quad M_t = 23.22 \text{ KN.m} \quad V_t = 15.37 \text{ KN.m.}$$

Tableau récapitulatif :

Tableau III.18. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

type de plancher sollicitation	ELU			ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V_{max} (KN)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V_{max} (KN)
Plancher terrasse inaccessible	2.26	18.80	13.43	1.65	13.70	9.78
Plancher d'habitation	2.39	20.15	14.17	1.73	14.58	10.25
Plancher service	2.76	23.81	16.36	1.97	17.05	11.71
Plancher commercial	3.68	33.00	21.85	2.59	23.22	15.37

III.1.6 Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

a. Calcul de la section d'armature longitudinale

Plancher terrasse inaccessible:

Pour le calcul de ferrailage, on présente un exemple de calcul pour la poutrelle :

$$M_t = 11.31 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 9.048 \text{ KN.m (intermédiaire)}$$

$$M_a^{rive} = 0.15 \times 15.08 = 2.26 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 15.42 \text{ KN}$$

En travées:

Calcul de M_{TU} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.31 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{11.31 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0378 < 0.186$$

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

On a:

$$\xi_l = f_e / \gamma_s \times E a$$

$$\alpha_l = 3.5 / 3.5 + 1000 \xi_l = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.3916$$

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04378}) = 0.056$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.056) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{11.31 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.84 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 1.84 \text{ cm}^2$$

Vérification (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$A = 1\text{T}12 + 2\text{T}10 = 2.7 \text{ cm}^2$$

En appuis:

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$

• **appuis intermédiaires :**

$$M_a^{\text{int}} = 9.048 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{9.048 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.196$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.196}) = 0.275$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.275) = 0.160 \text{ m}$$

$$A = \frac{9.048 \times 10^{-3}}{348 \times 0.16} = 1.625 \text{ cm}^2$$

Calcul d A_{\min} (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit $A = 1T10 + 1T12 = 1.92 \text{ cm}^2$

• **appui de rive :**

$$M_a^{rive} = 2.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.26 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.26 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit : $A = 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2$.

b. Vérification à l'ELU

➤ **Cisaillement :**

$$V_u = 15.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{16.78 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espace :**

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St = 82.91 \text{ cm.}$$

$$St \leq 82.91 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

On utilise $A_t = \text{étrier } \Phi_8$ chaque espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

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

Vérification des A_t à V_u de l'appui intermédiaire :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \left(15.42 \times 10^{-3} - \frac{9.048 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.16 \text{ cm}$$

$$A_t = -1.16 \text{ cm}^2.$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_t)

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} \times 15.42 \times 10^{-3} = 0.443 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.443 \text{ cm}^2$$

Or, $A_t = 1T10 + 1T12 + 1T12 + 2T10 = 1.92 + 2.7 = 4.62 \text{ cm}^2$. C'est vérifié.

Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure:

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{15.42 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.0067 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

Ferrailage de la dalle :

$$A_{\perp} = 4b/f_e = 4*0.65/400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit: 4HA6 St = 25 cm

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit: 3HA6/ml = 0.85cm². St = 33cm.

c. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

En travée :

$$\text{FPN} \rightarrow \sigma_b = M_{\text{ser}} / I \leq \overline{\sigma}_b . \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton).}$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa (contrainte admissible du l'acier).}$$

M_{ser} : moment max à l'ELS.

Y: position de l'axe neutre.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = b_0 y^3 / 3 + (b-b_0) \times h_0^3 / 12 + (b-b_0) \times h_0 \times (y-h_0/2)^2 + 15A (d-y)^2.$$

$$I = 10 \times 4.156^3 / 3 + (65-10) \times 4^3 / 12 + (65-10) \times 4 \times (4.156-4/2)^2 + 15 \times 2.7 \times (18-4.156)^2.$$

$$I = 9317.325 \text{ cm}^2.$$

$$M_t^{\text{max}} = 8.257 \text{ KN.m} \quad A_t = 2.7 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \quad (\text{BAEL91.L.III.3})$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.7 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -0.47 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$b_0 y^2 + [2 \times (b-b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b-b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0, \text{ on aura « y »}$$

$$10y^2 + [2 \times (65-10) \times 4 + 30 \times 2.7] \times y - [(65-10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 2.7] = 0$$

$$10y^2 + 521y - 2338 = 0.$$

$$y = 4.156 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.257 \times 10^{-3}}{9317.328 \times 10^{-8}} \times 0.04156$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.68 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{(BAEL E.III.2)}$$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

En appuis intermédiaires:

$$M_{ser} = 6.606 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \quad Aa = 1.92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.92y - 15 \times 1.92 \times 18 = 0$$

$$y = 7.7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3.333 \times (7.7)^3 + 15 \times 1.92 \times (18 - 7.7)^2 \Rightarrow I = 4577.01 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.606 \times 10^{-3}}{8437.521 \times 10^{-8}} \times 0.077 = 6.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures: BAEL91(ArticleB63)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation:**

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

Evaluation de la flèche : BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$L \leq 8 \text{ m}$$

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

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

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec: $A_t = 2.7 \text{ cm}^2$ $L = 450 \text{ cm}$.

BAEL91 (Article L.VI ,2)

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section:

Position de l'axe neutre : $y = 4.156 \text{ cm}$

Moment d'inertie:

Calcul de moment d'inertie de la section homogène.

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (65-10) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.7 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65-10)4 + 15(2.7 + 0)}$$

$$\Rightarrow Y_G = 6.88 \text{ cm.}$$

$$I_0 \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times (\frac{h}{2} - y_G)^2 + (b-b_0) \times (y_G - \frac{h_0}{2})^2 + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = 34596.408 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.7}{10 \times 18} = 0.015$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 11000 \cdot f_{c28}^{1/3} ; \quad E_v = E_i / 3.$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}(d-y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser}(d-y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser}(d-y)}{I}$$

Inerties fictives (I_f):

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

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

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad ; \quad I_{ig}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad ; \quad I_{ip}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad ; \quad I_{vg}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.69 = 4.35 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.69 + 1) = 4.99 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{1.85 \times 4.50^2}{8} = 3.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.35 \times 4.50^2}{8} = 8.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.99 \times 4.50^2}{8} = 9.47 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.156 \text{ cm} \quad ; \quad I_0 = 34596.408 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I = 9317.325 \text{ cm}^4 \quad ; \quad A_s = 2.7 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \rho = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.015} = 2.84$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.84 = 1.136$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{3.51 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04156)}{9317.325 \times 10^{-8}} = 78.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{8.26 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04156)}{9317.325 \times 10^{-8}} = 184.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{9.47 \times 10^{-3} (0.18 - 0.04156)}{9317.325 \times 10^{-8}} = 211.06 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 78.23 + 2.1} = 0.459$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 184.09 + 2.1} = 0.721$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 211.06 + 2.1} = 0.751$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 34596.408}{1 + 2.84 \times 0.459} = 16520.54 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 34596.408}{1 + 2.84 \times 0.721} = 12487.055 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 34596.408}{1 + 2.84 \times 0.751} = 12147.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 34596.408}{1 + 1.136 \times 0.721} = 20920.77 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.51 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 16520.54 \times 10^{-8}} = 0.0013 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.26 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 12487.055 \times 10^{-8}} = 0.0042 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.47 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 32164.2 \times 12147.46 \times 10^{-8}} = 0.0049 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{9.47 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 10721.4 \times 20920.77 \times 10^{-8}} = 0.0085 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0085 - 0.0013 + 0.0049 - 0.0042 = 0.0079 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.79 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.9 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

III.1.7. Ferrailage des poutrelles

Pour les autres types de poutrelles, leur ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Résumé les sections d'acier retenues pour Ferrailer des poutrelles

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Plancher terrasse inaccessible	Travée	11.31	0.0378	0.056	0.176	1.84	1.412	1T12+2T10 = 2.7
	Appui interm	9.048	0.196	0.275	0.160	1.625	0.22	1T10+1T12 = 1.92
	Appui de rive	2.26	0.05	0.064	0.175	0.37	0.22	1T8 = 0.5
Plancher d'habitation	Travée	12.182	0.0407	0.052	0.176	1.98	1.412	1T12+2T10 = 2.7
	Appui interm	9.565	0.207	0.293	0.158	1.739	0.22	1T10+1T12 = 1.92
	Appui de rive	2.39	0.052	0.066	0.175	0.39	0.22	1T8 = 0.5
Plancher de service	Travée	14.61	0.0488	0.068	0.175	2.39	1.412	1T12+2T10 = 2.7
	Appui interm	11.045	0.24	0.348	0.155	2.047	0.217	2.26 = 2T12
	Appui de rive	2.76	0.059	0.076	0.174	0.455	0.217	1T10 = 0.79
Plancher commerciale	Travée	20.715	0.0693	0.089	0.173	3.28	1.412	3T12 = 3.39
	Appui interm	14.747	0.32	0.5	0.144	2.942	0.217	2T14 = 3.08
	Appui de rive	3.68	0.079	0.103	0.173	0.611	0.217	1T10 = 0.79

Vérification des contraintes à l'ELS :

Etat limite de compression de béton $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15$ MPa.

Tableau III.20. Vérification des états limitent de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Obs
	M_t KN.m	y cm	I Cm ⁴	σ_{bc} MPa	M_t KN.m	y cm	I Cm ⁴	σ_{bc} MPa	
Plancher Terrasse	8.257	4.156	9317.325	3.68	6.606	0.886	8437.521	0.69	Vérifier
Plancher Courant	8.814	4.156	9317.325	3.93	6.92	0.886	8437.521	0.69	Vérifier
Plancher Service	10.459	4.156	5317.325	4.66	7.907	8.686	5125.27	13.4	Vérifier
Plancher commerciale	14.574	4.611	11235.57	5.98	10.375	4.93	8291.48	6.16	Vérifier

Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.21. Vérification des états limitent de déformation.

Plancher	Plancher Terrasse inaccessible	Plancher D'habitation	Plancher service	Plancher Commerciale
q_{jser} (KN/m)	1.85	1.85	1.85	1.85
q_{gser} (KN/m)	4.35	3.58	3.58	3.58
q_{pser} (KN/m)	4.99	4.56	5.21	6.83
M_{jser} (KN.m)	3.51	3.51	3.51	3.51
M_{gser} (KN.m)	8.26	6.79	6.79	6.79
M_{pser} (KN.m)	9.47	8.66	9.89	12.97

I_0 (cm ⁴)	34596.408	34596.408	39154.05	34949.84
ρ	0.015	0.015	0.015	0.019
λ_v	1.136	1.136	1.136	1.08
λ_i	2.84	2.84	2.84	2.70
σ_{sj} (MPa)	78.23	78.23	78.23	62.74
σ_{sg} (MPa)	184.09	151.33	151.33	121.37
σ_{sp} (MPa)	211.06	193.001	220.42	231.84
μ_j	0.459	0.459	0.459	0.465
μ_g	0.721	0.671	0.671	0.645
μ_p	0.751	0.531	0.760	0.814
I_{f_j} (MPa)	16520.54	16520.54	18696.91	17044.91
I_{f_g} (MPa)	12487.055	13097.30	14822.71	13620.83
I_{f_p} (MPa)	12147.46	12371.76	13636.48	12022.27
$I_{f_{vg}}$ (MPa)	20920.77	21595.07	24439.95	20458.94
f_{ji} (mm)	1.3	1.3	1.2	1.3
f_{gi} (mm)	4.2	3.3	2.9	3.1
f_{ip} (mm)	4.9	4.4	4.56	4.5
f_{gv} (mm)	8.5	7.6	5.2	6.8
Δf (mm)	7.9	7.4	5.6	6.9
f_{adm} (mm)	9	9	9	9
$\Delta f \leq f_{adm}$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Niveau	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher d'habitation			

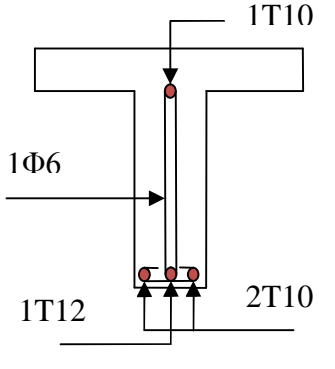
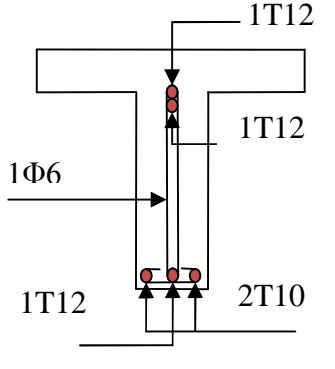
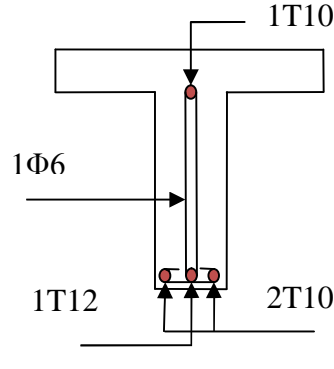
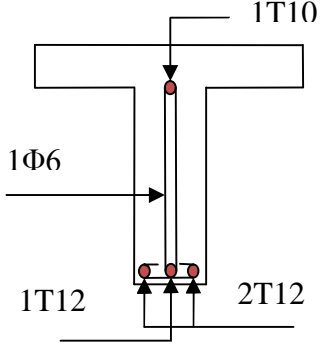
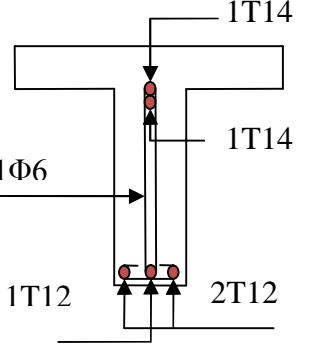
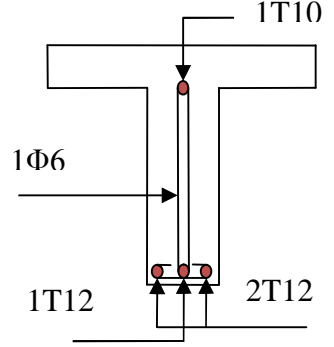
Plancher service			
Plancher commerciale			

Figure. III.9. Schémas de ferrailage des poutrelles

Remarque :

La poutrelle à une seule travée sera ferrillée avec :

3HA12 en travée et 2HA12+1HA10 appui

III.2. Dalles pleines

III.2.1. Dalle sur un seul appui (chambre)

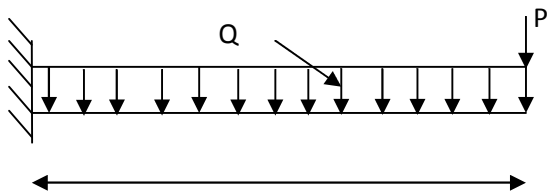


Figure.III.11.schéma statique de la dalle sur un appui

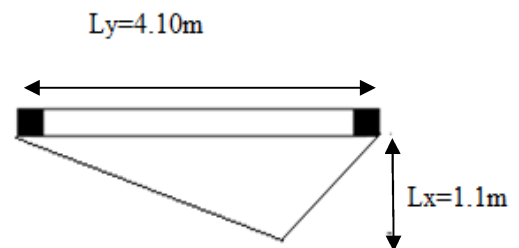


Figure.III.10. dalle sur un seul appui

1. Evaluation des charges

$$G=5.81\text{KN/m}^2; Q=3.5\text{KN/m}^2$$

P: poids de la cloison extérieure selon le **DTR BC2-2.**

P=1 KN/m (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).

Pour une bande de 1m on a:

$$\begin{array}{ll} \text{A l'ELU :} & q_u = 1.35 \times 5.81 + 1.5 \times 3.5 = 13.09 \text{KN/ml.} & P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{KN/m} \\ \text{A l'ELS:} & q_s = 5.81 + 3.5 = 9.31 \text{KN/ml} & P_s = 1 \text{KN.} \end{array}$$

2. Détermination les sollicitations de panneau

⇒ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant I_x).

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 9.40 \text{KN.m / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 6.73 \text{KN.m / ml}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 15.75 \text{KN}$$

a. Calcul a l'ELU**➤ Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la partie supérieure de la dalle avec des armatures principales (A_p) et Secondaire (A_s).

$$\begin{cases} A_p = \frac{M_u}{f_{st} \times z} \\ A_s = \frac{A_p}{4} \end{cases}$$

Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b=100\text{cm, } h=14\text{cm, } d=10\text{cm, } f_{bu}=14.2\text{MPa.}$$

$$M_u=9.40\text{KN.m}$$

Calcul de l'espaceur :

La fissuration est peu nuisible $S_t \leq (2e;25)cm$

$$S_t \leq 25cm$$

On prend $S_t=25cm$.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
9.40	0.066	0.085	0.0966	2.79	4T10=3.14	15

Armatures secondaires :

$$\left\{ A_s = \frac{A_p}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79cm^2 \right.$$

Soit $A_s=3T8=1.51cm^2/ml$

$$S_t \leq \min(2e;25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$$

On opte pour : $S_t=20cm$

Vérification :**Vérification de diamètre des barres :**

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq 14mm$$

L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : tel que $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.157MPa < \bar{\tau} = 1.25MPa$$

La condition est vérifiée

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.21cm^2$$

1.21 < 3.14 c'est vérifié.

Sens	M_u (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A (cm^2/ml)	S_t (cm)
Principale	9.40	2.79	1.21	4HA10=3.14	15
Secondaire	/	0.79	1.21	3HA8=1.51	20

b. Vérification à l'ELS :

1. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 6.73 \text{ KN.m / ml}$$

Tableau III.22 Vérification des contraintes

	M (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sens x-x	6.73	3237.03	3.105	15	6.45	Vérifiée

2. La contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible $\rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_j}) \right] = 201.63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{6.73 \times 10^{-3}}{3237.03 \times 10^{-8}} (0.1 - 0.03105) = 168.51 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \Rightarrow$ Condition vérifié.

Vérification de La flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{14}{110} = 0.127 > \frac{1}{16}$ La première condition est vérifiée.

$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.00314 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ La deuxième condition est vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Le schéma de ferrailage :

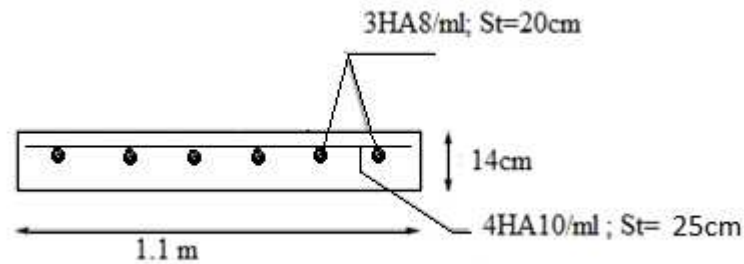


Fig.III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type 1

III.2.2. Les dalles pleines sur deux appuis :

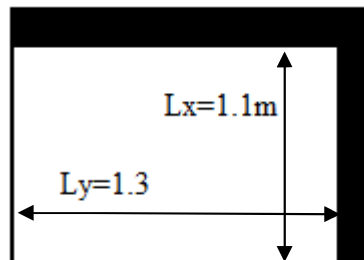


Figure III.13. Schéma d'une dalle pleine sur deux appuis

III.2.2.1. Evaluation des charges

$$G = 5.81\text{KN}/\text{m}^2 \quad \text{On aura donc :}$$

$$Q = 3.50\text{KN}/\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.09\text{KN}/\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 9.31\text{KN}/\text{m}^2$$

III.2.2.2. Détermination des sollicitations de panneau :

Pour cela on utilise la méthode BAEL91 définie par :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{110}{130} = 0.85 \geq 0.4$$

Donc La dalle travail dans deux sens l_x et l_y .

III.2.2.3. Calcul a l'ELU

$$v=0 \quad ; \quad \rho=0.85 \quad \Rightarrow \quad \rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0.0506 \times 13.09 \times (1.1)^2 = 0.801 \text{KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_0^x = 0.6864 \times 0.801 = 0.549 \text{KN.m} \end{cases}$$

En travée :
$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 0.801 = 0.680 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.549 = 0.466 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appuis :
$$M_x^a = M_y^a = \{-0.4 \times M_{0x} = -0.32 \text{KN.m}\}$$

Détermination de la hauteur de d :

$$\phi_x \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10}; \text{ Soit } \phi_x = 14 \text{mm} \quad \text{RPA99.V-2003}$$

On prend l'enrobage $c' = 2 \text{ cm}$

$$d_x = e - \left(\frac{\phi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 2\right) = 11.3 \text{cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi_x + c'\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3 \times 1.4}{2} + 2\right) = 9.90 \text{cm}$$

➤ L'espacement :

$$// \text{ à } L_x: St \leq \min(2e, 25 \text{cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$// \text{ à } L_y: St \leq \min(2e, 25 \text{cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification (condition de non fragilité) :

On a :
$$\begin{aligned} e &\geq 12 \text{cm} \\ \rho &\geq 0.4 \end{aligned}$$

Donc :
$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.85)}{2} \times 100 \times 14 = 1.204 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{cm}^2$$

$$A_{ax}^{\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.85)}{2} \times 100 \times 14 = 1.204 \text{cm}^2$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.00012 \text{RL} & \text{RL } f_e = 215 \text{ ou } f_e = 235 \text{MPa.} \\ 0.0008 \text{HA} & \text{HA } f_e = 400 \text{ ou } T.S\phi \geq 6 \text{mm.} \\ 0.0006 \text{HA} & \text{HA } f_e = 400 \text{ ou } T.S\phi < 6 \text{mm.} \end{cases}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} = \frac{13.09 \times 1.1}{2} = 7.19 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd_x} = \frac{7.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.113} = 0.0636 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ C'est vérifié.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Travée	Sens x-x'	0.680	0.00375	0.00469	0.133	0.173	1.204	4T8=2.01
	Sens y-y'	0.466	0.00335	0.00419	0.098	0.136	1.12	4T8=2.01
appuis	Sens x-x' y-y'	-0.32	0.00176	0.0022	0.113	0.081	1.204	4T8=2.01

III.2.2.4. Vérification à l'ELS :

$$q_s = 9.31 \text{ KN/m}^2$$

Etat limite de compression du béton:

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times p_s \times l_x^2 = 0.0576 \times 9.31 \times (1.1)^2 = 0.648 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7794 \times 0.648 = 0.505 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :
$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 0.648 = 0.55 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.505 = 0.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$d_x = 11.3 \text{ cm} \quad d_y = 9.9 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis :
$$M_x^a = M_y^a = \{-0.4 \times M_{0x} = -0.22 \text{ KN.m}\}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Vérification des contraintes

	M (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sens x-x	0.55	30779.89	9.73	15	0.174	Vérifiée
Sens y-y	0.47	21785.55	8.65	15	0.186	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_j}) \right]$$

Sens xx:

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0.55 \times 10^{-3}}{30779.89 \times 10^{-8}} (0.113 - 0.0973) = 0.42 MPa \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_j}) \right] = 201.6 MPa$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_s$$

Sens yy:

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0.47 \times 10^{-3}}{21785.55 \times 10^{-8}} (0.099 - 0.0865) = 0.40 MPa \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_j}) \right] = 201.6 MPa$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_s$$

Etat limite de déformation :

➤ **Vérification de la flèche**

Sens xx:

$$1/ \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} \right) \Rightarrow 0.127 \geq 0.085$$

$$2/ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0018 \leq 0.0105$$

Sens yy:

$$1/ \frac{h}{l_y} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^y}{10 \times M_0^y} \right) \Rightarrow 0.108 \geq 0.093$$

$$2/ \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0020 \leq 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.2.2.5. Schémas de ferrailage :

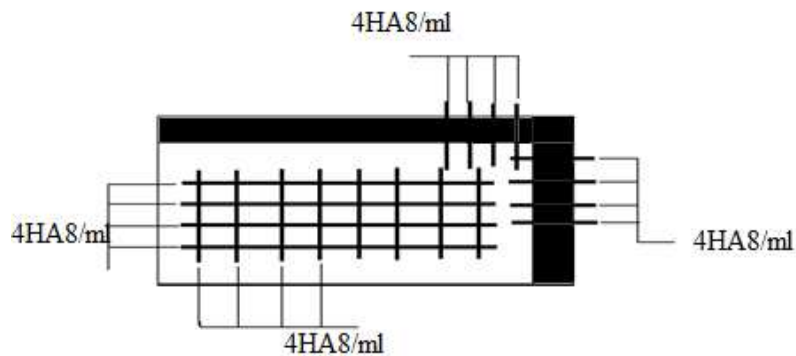
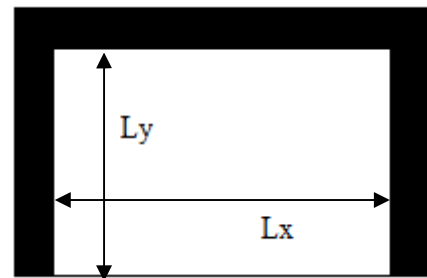


Figure.14. Schéma de ferrailages de la dalle sur deux appuis.

III.2.3. Les dalle pleine sur trois appuis :



$$L_x=3.10 \text{ m}; \quad L_y= 3.90 \text{ m}$$

Figure III.15. Schéma d'un balcon sur trois appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{310}{390} = 0.79 > 0.4$$

La dalle travail dans les deux sens.

III.2.3.1. Méthode de calcul :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) > l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

III.2.3.2. Evaluation des charges

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.90}{2} = 1.95m > L_x = 1.30m.$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

On a :

$$G = 5.81KN/m^2 \quad \text{On aura donc :}$$

$$Q = 3.50KN/m^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.09KN/m^2$$

$$\text{À l'ELS : } P_S = G + Q = 9.31KN/m^2$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

III.2.3.3. Calcul a l'ELU :

$$v=0 \quad \rho=79$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{13.09 \times 1.3^2 \times 3.9}{2} - \frac{2 \times 13.09 \times 1.3^3}{3} = 23.96KN.m \\ M_{0y} = \frac{13.09 \times 1.3^3}{6} = 4.79KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 23.96 = 20.37KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 4.79 = 4.07KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{0x} = -7.19KN.m \\ -0.5 \times M_{0x} = -11.98KN.m \end{cases}$$

➤ **Vérification (condition de non fragilité) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} e = 14\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3 \times 0.79)}{2} \times 1 \times 0.14 = 1.32\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **L'espacement :**

$$// \text{ à } L_x: St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

$$// \text{ à } L_y: St \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} = \frac{13.09 \times 3.1}{2} = 20.28\text{KN.}$$

➤ **Ferraillage**

Détermination de la hauteur de d :

$$\phi_x \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10}; \text{ Soit } \phi_x = 14\text{mm} \quad \text{RPA99.V-2003}$$

On prend l'enrobage $c' = 2 \text{ cm}$ $d_x = 11.3\text{cm}$ $d_y = 9.9\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux.III.25. Ferraillage de la dalle sur trois appuis (balcon)

Sens	Localisation	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/m)	A_{min} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
Sens x-x	En travée	20.37	0.112	0.148	0.106	5.52	1.32	4T14=6.16
	En appuis	11.98	0.066	0.068	0.11	2.5	1.32	4T10=3.14
Sens y-y	En travée	4.07	0.029	0.037	0.097	1.2	1.12	4T8=1.45
	En appuis	11.98	0.066	0.068	0.11	2.5	1.32	4T10=3.14

III.2.3.4. Vérification à l'ELS

$$\nu=0.2 \quad \rho=79$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 17.04 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 3.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 17.04 = 14.48 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 3.41 = 2.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -5.11 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{ox} = -8.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1. Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.26. Vérification des contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

	M (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sens x-x	14.48	7025.45	0.037	15	7.62	Vérifiée
Sens y-y	2.89	1631.97	0.021	15	3.72	Vérifiée

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \quad \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_j}) \right]$$

Tableau III.27. Vérification des fissures de la dalle sur trois appuis

	M (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	d(cm)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Sens x-x	14.48	7025.45	0.037	11.3	201.6	134.96	Vérifiée
Sens y-y	2.89	1631.97	0.021	9.9	201.6	176.56	Vérifiée

3. Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions n'est pas vérifiée.

• **Sens x-x**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

(1) : 0.045 < 0.0625

(2) : 0.045 < 0.085

(3) : 0.054 > 0.01

les conditions n'est pas vérifiées on doit vérifier la flèche

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62cm$$

$y = 3.7cm \quad I = 7025.45cm^4 \quad A_s = 6.16cm^2 \quad Y_G = 8.01 cm.$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.28. Vérification de la flèche de la dalle sur trois appuis (sens x-x)

q_{jser} KN/ml	q_{gser} KN/ml	q_{pser} KN/ml	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
1.85	3.58	6.83	1.66	3.22	6.15	44919.97	0.034	1.25	0.5
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	$I_{f_{ij}}$ cm ⁴	$I_{f_{ig}}$ cm ⁴	$I_{f_{ip}}$ cm ⁴	$I_{f_{vg}}$ cm ⁴
26.94	52.25	100	0.362	0.601	0.765	34018.56	28215.25	25258.51	37994.59
f_{ij} m	f_{gi} M	f_{pi} M	f_{gv} M	Δf cm	f_{adm} Cm				
0.0014	0.0034	0.0072	0.0145	0.39	0.62				

$\Delta f = 0.39cm \leq f_{adm} = 0.62cm$

La flèche est vérifiée.

• **Sens y-y**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

(1): 0.035 < 0.0625

(2) : 0.035 < 0.085

(3) : 0.054 > 0.01

les conditions n'est pas vérifier on doit vérifier la flèche

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.78cm$$

$$y = 2.1cm \quad I = 1631.97cm^4 \quad A_s = 1.45cm^2 \quad Y_G = 6.41 cm$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.29. Vérification de la flèche de la dalle sur trois appuis (sens y-y)

q_{jser} KN/ml	q_{gser} KN/ml	q_{pser} KN/ml	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
1.85	3.58	6.83	2.64	5.10	9.74	34239.19	0.008	5.33	2.13
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	$I_{f_{ij}}$ cm ⁴	$I_{f_{ig}}$ cm ⁴	$I_{f_{ip}}$ cm ⁴	$I_{f_{vg}}$ cm ⁴
189.27	365.63	698.28	0.549	0.733	0.849	9592.84	7675.55	6816.64	14704.74
f_{ij} m	f_{gi} M	f_{pi} M	f_{gv} M	Δf cm	f_{adm} Cm				
0.0028	0.0031	0.0047	0.0075	0.63	0.78				

$$\Delta f = 0.63cm \leq f_{adm} = 0.78cm$$

La flèche est vérifiée.

III.2.3.5. Schémas de ferrailage

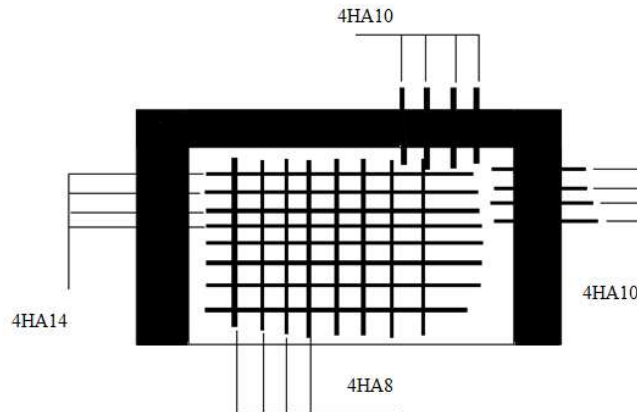


Fig.III.16. Schéma de ferrailage de la dalle plein sur trois appuis

III.2.4. Dalle pleine sur quatre appuis:

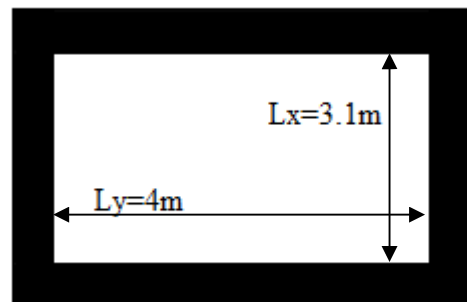


Figure III.17.Schéma d'un dalle pleine sur quatre appuis

III.2.4.1. Evaluation des charges

$$G = 5.81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{à l'ELU} : P_u = 1.35 \times 5.81 + 1.5 \times 5 = 15.34 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{à l'ELS} : P_s = 5.81 + 5 = 10.81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

III.2.4.2. Détermination les sollicitations de panneau

Pour cela on utilise la méthode recommandée **BAEL91** définie par :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{4} = 0.77 \Rightarrow \rho > 0.77$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens l_x et l_y

$$M_x = \mu_x \times L_x^2 \times P$$

$$M_y = M_x \times \mu_y$$

III.2.4.3. Calcul a l'ELU

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.77$$

On tire la valeur de μ_x et de μ_y correspondante à ($v = 0, \rho = 0.77$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 0.0596 \times 3.1^2 \times 15.34 = 8.78 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 8.78 \times 0.544 = 4.78 \text{KN.m}$$

Panneau de rive dans le sens y-y et intermédiaire dans le sens x-x

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 8.78 = 7.463 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 4.78 = 4.063 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 8.78 = -4.39 \text{KN.m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times 8.78 = -2.63 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_u L_x}{2} = \frac{15.34 \times 3.1}{2} = 23.77 \text{KN}$$

➤ **Ferraillage**

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 2 \right) = 11.3 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 1.4 + 2 \right) = 9.9 \text{cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{m}^2$.

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ A = \frac{M}{f_{st} \times Z} \end{cases}$$

➤ **L'espaceur :**

$$// \text{ à } L_x: St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$// \text{ à } L_y: St \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des valeurs minimales**

$$e = 14\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{Avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2.51\text{cm}^2 > 1.12\text{cm}^2 \\ A_y^a = 2.51\text{cm}^2 > 1.12\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.198\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.198\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis étage commercial

Sens	Localisation	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Sens x-x	En travée	7.436	0.041	0.052	0.11	1.95	1.12	5HA8=2.51
	En appuis	-4.39	0.024	0.031	0.11	1.14	1.12	5HA8=2.51
Sens y-y	En travée	4.063	0.029	0.037	0.098	1.19	1.12	5HA8=2.51
	En appuis	-4.39	0.024	0.031	0.11	1.14	1.12	5HA8=2.51

III.2.4.4. Vérification à l'ELS

$$v=0.2 \quad \rho=0.77$$

On tire la valeur de μ_x et de μ_y correspondante à ($v = 0.2, \rho = 0.77$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases} \quad \text{(Annexe II)}$$

$$M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_s = 0.0661 \times 3.1^2 \times 10.81 = 6.87\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 6.87 \times 0.671 = 4.61\text{KN.m}$$

Panneau de rive dans le sens y-y et intermédiaire dans le sens x-x

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 6.87 = 5.84 \text{ KN.m} \\ M'_y = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 4.61 = 3.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 6.87 = -4.44 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times 6.87 = -2.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1. Etat limite de compression du béton

➤ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries, donc la fissuration est considérée peu préjudiciable.

On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \\ I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.31. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

sens	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	5.84	2.51	2.5	3436.45	4.28	15	Vérifiée
Selon y-y	3.92	2.51	2.3	2580.23	3.49	15	Vérifiée
Appui	4.44	2.51	2.5	3436.45	3.23	15	Vérifiée

2. Etat limite de déformation

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une de ces conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

➤ **Sens x-x**

(1) : 0.045 < 0.0625.....condition non vérifiée

(2) : 0.045 > 0.085.....condition non vérifiée

(3) : 0.0022 < 0.0105.....condition vérifiée

On doit vérifiée la flèche

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62cm$$

$$y = 2.5cm \quad I = 3436.45cm^4 \quad A_s = 2.51cm^2 \quad Y_G = 5.26 cm$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.32. Vérification de la flèche de la dalle sur quatre appuis (sens x-x)

q_{jser} KN/ml	q_{gser} KN/ml	q_{pser} KN/ml	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
2.27	3.77	7.03	2.04	3.4	6.33	36839.65	0.0022	2.07	0.83
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	$I_{f_{ij}}$ cm ⁴	$I_{f_{ig}}$ cm ⁴	$I_{f_{ip}}$ cm ⁴	$I_{f_{vg}}$ cm ⁴
78.36	130.6	243.15	0.591	0.729	0.843	18226.21	16151.11	14762.65	25247.26
f_{ij} m	f_{gi} M	f_{pi} M	f_{gv} M	Δf cm	f_{adm} Cm				
0.00033	0.00063	0.0013	0.0023	0.27	0.62				

$$\Delta f = 0.27cm \leq f_{adm} = 0.62cm$$

La flèche est vérifiée.

• **Sens y-y**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

(1): 0.035 < 0.0625

(2) : 0.035 < 0.085

(3) : 0.025 > 0.01

Les deux premier conditions n'est pas vérifier on doit vérifier la flèche

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

$$y = 2.3cm \quad I = 2580.23cm^4 \quad A_s = 2.51cm^2 \quad Y_G = 5.17 cm$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.33. Vérification de la flèche de la dalle sur quatre appuis (sens y-y)

q_{jser} KN/ml	q_{gser} KN/ml	q_{pser} KN/ml	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
2.27	3.77	7.03	3.41	5.65	10.54	36272.39	0.003	6.56	2.62
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} cm ⁴	I_{fig} cm ⁴	I_{fip} cm ⁴	I_{fvg} cm ⁴
150.66	249.63	465.68	0.059	0.278	0.522	28766.03	14130.36	9018.25	23085.25
f_{ij} m	f_{gi} M	f_{pi} M	f_{gv} M	Δf cm	f_{adm} Cm				
0.0036	0.002	0.0058	0.0068	0.7	0.8				

$\Delta f = 0.7\text{cm} \leq f_{adm} = 0.8\text{cm}$

La flèche est vérifiée.

III.2.4.5. Schémas de ferrailage

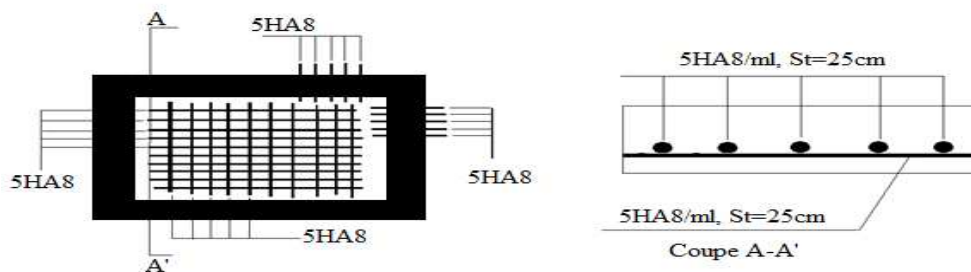


Figure III.18. Schéma de ferrailage de dalle pleine sur quatre appuis

III.3. Acrotère :

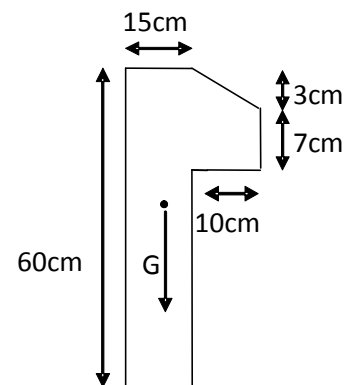
L'acrotère est un élément en béton armé encasté au niveau du plancher terrasse (accessible et inaccessible), ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985\text{m}^2$$

III.3.1. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.



Vue en plan d'un acrotère

III.3.2. Evaluation des charges :

- Poids propre :
 $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) :
 $G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 1.5 \text{ cm}$) :
 $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$.

Fig III.19.

Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN}$.

La charge due à la main courante: $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38 \text{ KN}.$$

III.3.3. Calcul des sollicitations :

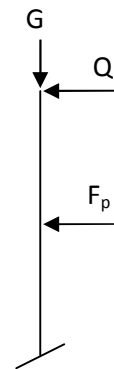
Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 15) \times 7.5 + (10 \times 7) \times 20 + (10 \times 3) \times \left(\frac{1}{2}\right) \times 20.22}{(60 \times 15) + (10 \times 7) + (10 \times 3) \times \left(\frac{1}{2}\right)} = 8.58 \text{ cm}.$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 15) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times \left(\frac{1}{2}\right) \times 54.78}{(60 \times 15) + (10 \times 7) + (10 \times 3) \times \left(\frac{1}{2}\right)} = 32.05 \text{ cm}.$$

$$X_g = 8.58 \text{ cm} = 0.0858 \text{ m}.$$

$$Y_g = 32.05 \text{ cm} = 0.3205 \text{ m}.$$



Moment engendré par les sollicitations :

$$\begin{aligned}
 N_G &= 2.88 \text{ KN} & M_G &= 0. \\
 N_Q &= 0 & M_Q &= Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}. \\
 N_{F_p} &= 0 & M_{F_p} &= F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Tableau III.34. Combinaison d'action.

	Combinaison		
	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitation	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

Calcul de l'excentricité

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$\begin{aligned}
 N_u &= 3.88 \text{ KN} \\
 M_u &= 0.90 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{aligned}
 e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{3.88} = 0.23 \text{ m} \\
 \frac{h}{6} &= \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}
 \end{aligned} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}. \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{RPA Article A.435})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

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

l_f : Longueur de flambement

$$l_f = 2 \times h = 2 \times 0.6 = 1.2m$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.576cm.$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 23 + 0.576 + 2 \Rightarrow e = 25.576cm$$

III.3.4. Ferrailage

III.3.4.1. Calcul à l'ELU

$$N_u = 3.88 \text{ KN}; M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.25576 \Rightarrow M_u = 1 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1 \text{ KNm}$$

$h=15\text{cm}; d=13\text{cm}; b=100\text{cm}.$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1 + 3.88 \times \left(0.13 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.2134 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

Vérification de la Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Se qui fait $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

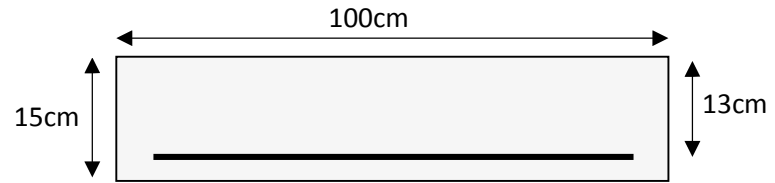


Fig. III.20. Section à ferrailer.

Calcul des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.38 + 1 \Rightarrow V_u = 2.38 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ c'est vérifiée.

Vérification de l'adhérence:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad \text{BAEL91 (Article J.II.2)}$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s \Rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

M_{uA} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
1.2134	0.005056	0.00633	0.129	0.27	1.56	4HA8=2.01

III.3.4.2. Vérifications à l'ELS:

$d=0.13\text{m}$; $N_{\text{ser}}=2.88\text{KN}$; $M_{\text{ser}}=0.60\text{KN.m}$; $\eta=1.6$ pour les HR ; $n=15$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{I} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}})}{I} \quad ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{n \times ft28}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre : $c=d-e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \Rightarrow e_1 = \left(\frac{0.6}{2.88}\right) \Rightarrow e_1 = 0.208 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieure de section $\rightarrow c=0.13-0.208 \Rightarrow c=-0.079 \text{ m.}$

$$c=-0.079 \text{ m}; \quad y_{\text{ser}}=y_c+c; \quad y_c^3+pGy_c+q=0$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 6 \times n \times A_s / b \Rightarrow p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

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

$$p = -3 \times (-0.079)^2 + 90 \times (2.01 \times 10^{-4}) \times (0.13 - 0.079) / 1 \Rightarrow p = -0.048 \text{ m}^2.$$

$$q = -2 \times (-0.079)^3 + 90 \times (2.01 \times 10^{-4}) \times (0.13 - 0.079)^2 / 1 \Rightarrow q = 0.0037 \text{ m}^3.$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = -2.69 \text{ G}10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos\varphi = \left(\frac{3q}{2q}\right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 156.07^\circ \quad a = 0.25$$

$$Y_1 = 15.38 \text{ cm}; \quad Y_2 = -24.76 \text{ cm}; \quad Y_3 = 7.71 \text{ cm}.$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 15 \text{ cm}.$$

$$Y_1 = 15.38 \rightarrow Y_1 + C = 7.48 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$Y_2 = -24.76 \rightarrow Y_2 + C = -31.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ N'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = 7.71 \rightarrow Y_3 + C = -0.19 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ N'est pas vérifiée}$$

$$\text{Donc on choisit } Y_c = 15.38 \text{ cm} \rightarrow Y_{ser} = 7.48 \text{ cm}.$$

Calcul des contraintes :

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_{ser})^2 \rightarrow I = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

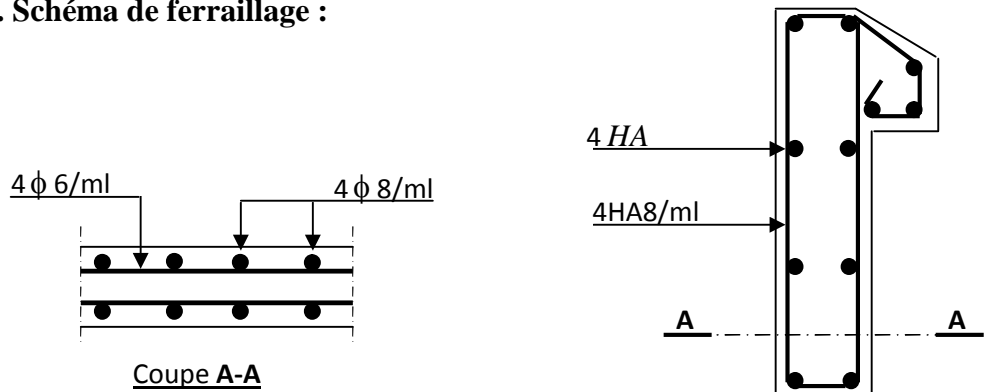
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 0.303 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.303 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.037 \text{ MPa} < 1240 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Récapitulation :**Tableau III.35. Récapitulation du ferrailage**

	Section calculée (cm ²)	Cdt fragilité (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	A de répartition (cm ²)
Section (cm)	0.27	1.56	4HA8=2.01	AHA6=1.13

III.3.5. Schéma de ferrailage :**Fig. III.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère.****III.4. Etude des escaliers :**

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux

Ce type d'escalier est composé de trois parties :

III.4.1. Etude de la 2^{ème} partie d'escalier : (c'est la plus défavorable)

- ✓ Un palier d'épaisseur 14cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

III.4.1.1. Charges et surcharges

Palier : $G_{\text{palier}}=5.16\text{KN/m}^2$

Volée : $G_{\text{paillasse}}=7.97\text{KN/m}^2$

$Q_{\text{escalier}}=2.50\text{KN/m}^2$

III.4.1.2. Moments et efforts tranchants :**a) A l'ELU :**

Palier $q_p = 1.35 \times 5.16 + 1.5 \times 2.5 = 10.72\text{KN} / \text{ml}$

volée $q_v = 1.35 \times 7.97 + 1.5 \times 2.5 = 14.51\text{KN} / \text{ml}$

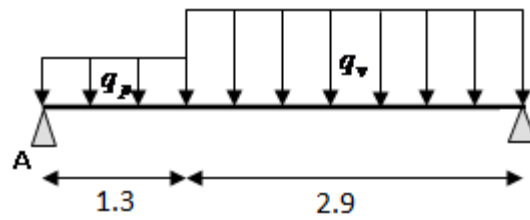


Figure III.22. Schéma statique avec chargement

$$q_{eq} = \frac{q_p \times l_1 + q_v \times l_2}{L} \Rightarrow q_{eq} = \frac{10.72 \times 1.3 + 14.51 \times 2.9}{4.2} = 13.33 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = 29.39 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 22.04 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -14.69 \text{ KN.m}$$

$$V_A = \frac{q_{eq} \times l}{2} = 27.99 \text{ KN}$$

b) A P'ELS :

$$q_v = 7.97 + 2.5 = 10.47 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.16 + 2.50 = 7.66 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq} = \frac{7.66 \times 1.3 + 10.47 \times 2.9}{4.2} = 9.60 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = 21.17 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 15.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -10.58 \text{ KN.m}$$

$$V_A = \frac{q_{eq} \times l}{2} = 20.16 \text{ KN}$$

III.4.1.3. Calcul du ferrailage à l'ELU :

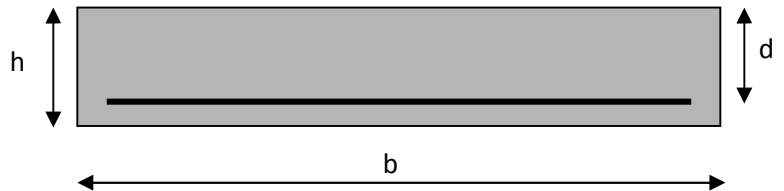
Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1ml.

Avec :

En travée: $M_t = 22.04\text{KN.m}$

En appuis: $M_a = -14.69\text{KN.m}$

$b = 100 \text{ cm.}$
 $d = 12 \text{ cm.}$
 $h = 14 \text{ cm}$



Le calcul de ferrailage sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Résumé des résultats de ferrailage.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
En travée	22.04	0.107	0.142	0.113	5.60	0.202	4T14=6.16
En appui	14.69	0.0718	0.093	0.115	3.67	0.202	4T12=4.52

Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54\text{cm}^2/m$ on choisie : 4T8 = 4.52cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/m$ on choisie : 4T6 = 1.13cm²/m

III.4.1.4. Vérification

➤ **L'effort tranchant :**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa.}$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,233\text{MPa} < \bar{\tau}_u.$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (27.99 \times 10^{-3} - \frac{14.69 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00031 m^2 \quad \text{C'est vérifier}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 cm^2/m \quad \text{on choisie : } 4T8 = 4.52 cm^2/m$$

$$\text{En appuis : } A_u \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2/m \quad \text{on choisie : } 4T6 = 1.13 cm^2/m$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_u = V_u / 0.9.d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (4 \times 1.4 + 4 \times 1.2) \times 3.14 = 32.66 cm.$$

$$\tau_u = \frac{27.99 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 32.66 \times 10^{-2}} = 0.818 MPa.$$

$$\tau_u < \tau_u^- \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

Vérification de l'état limite de compression du béton : $A=6.16 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$50y^2 + 92.4y - 1108.8 = 0$$

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

$$y = 3.87 \text{ cm}$$

$$I = 8039.37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.89 \times 10^{-3}}{8039.37 \times 10^{-8}} \times 0.0387 = 7.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.53 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

(1) : $0.033 < 0.0625$ condition non vérifiée.

(2) : $0.033 > 0.073$ condition non vérifiée.

(3) : $0.051 < 0.006$ condition non vérifiée.

Les relations (1) et (2) et (3) ne sont pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

Avec: $A_t=6.16 \text{ cm}^2$ $L = 420 \text{ cm}$.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$$y = 3.87\text{cm} \quad I = 8039.37\text{cm}^4 \quad A_s = 6.16\text{cm}^2 \quad Y_G = 7.31\text{cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Vérification de la flèche de l'escalier (partie2)

q_{jser} KN/ml	q_{gser} KN/ml	q_{pser} KN/ml	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
5.005	8.53	10.16	8.28	14.11	16.80	92034.56	0.005	4.2	1.68
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	$I_{f_{ij}}$ cm ⁴	$I_{f_{ig}}$ cm ⁴	$I_{f_{ip}}$ cm ⁴	$I_{f_{vg}}$ cm ⁴
125.6	214.03	254.84	0.203	0.424	0.489	68072.89	50177.45	46576.19	59123.3
f_{ij} m	f_{gi} M	f_{pi} M	f_{gv} M	Δf cm	f_{adm} Cm				
0.00067	0.0015	0.0019	0.0047	0.443	0.85				

$$\Delta f = 0.443\text{cm} \leq f_{adm} = 0.85\text{cm}$$

La flèche est vérifiée.

III.4.1.5. Schéma de ferrillages :

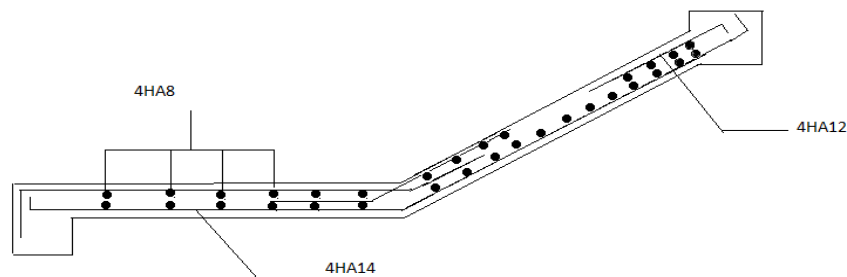


Figure III.23. Schéma de ferrillages.

III.4.2. Etude de la 3^{eme} partie d'escalier : (Escalier de cartier tournant)

III.4.2.1. Charges et surcharges

Volée : $G_{paillasse} = 7.97\text{KN/m}^2$

$$Q_{escalier} = 2.50\text{KN/m}^2$$

III.4.2.2. Moments et efforts tranchants

a) A l'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 7.97 + 1.5 \times 2.5 = 14.51\text{KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_v \times L^2}{8} = 10.45\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 7.84KN.m$$

$$M_a = -0.5M_0 = -5.23KN.m$$

$$V_A = \frac{q_v \times l}{2} = 17.41KN$$

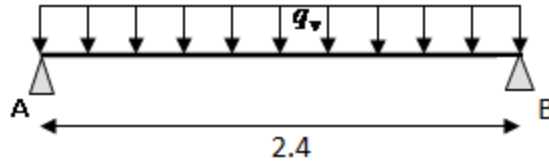


Figure III.24. Schéma statique avec chargement

b)A l'ELS:

$$q_v = 7.97 + 2.5 = 10.47KN/m$$

$$M_0 = \frac{q_v \times L^2}{8} = 7.54KN.m$$

$$M_t = 0.75M_0 = 5.65KN.m$$

$$M_a = -0.5M_0 = -3.77KN.m$$

$$V_A = \frac{q_v \times l}{2} = 12.56KN$$

III.4.2.3. Les sollicitations :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Résumé des résultats de ferrailage

	q (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M ^{max} _t (KN.m)	M _A = M _B (KN.m)	V _A (KN)	V _B (KN)
ELU	14.51	10.45	7.84	-5.23	17.41	-17.41
ELS	10.47	7.54	5.65	-3.77	12.56	-12.56

III.4.2.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1ml.

Avec :

En travée: M_t = 7.84KN.m

En appuis: M_a = -5.23KN.m

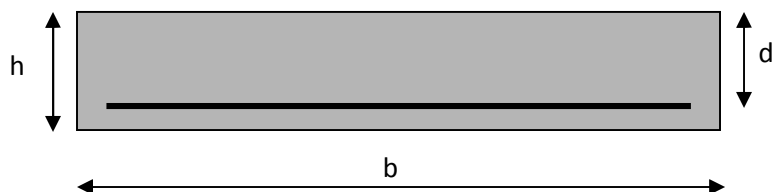


Fig III.25. Section à ferriller

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 12 \text{ cm.} \\ h = 14 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Tableau III.39. Résumé des résultats de ferrailage d'escalier tournant.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
En travée	7.84	0.038	0.048	0.117	1.93	0.202	3T12=3.39
En appui	5.23	0.025	0.032	0.118	1.27	0.202	3T10=2.36

III.4.2.5. Vérification

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,145MPa < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (17.41 \times 10^{-3} - \frac{7.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00016m^2 \quad \text{C'est vérifier}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85cm^2/m \quad \text{on choisie : } 3T6 = 0.85cm^2/m.$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59cm^2/m \quad \text{on choisie : } 3T6 = 0.85cm^2/m.$$

➤ **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures longitudinales : } S_l \leq \min(3 \times h; 33)cm = 25cm .$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq \min(4 \times h; 45)cm = 25cm .$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (3 \times 1.2 + 3 \times 1) \times 3.14 = 20.72 \text{cm.}$$

$$\tau_u = \frac{17.41 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 20.72 \times 10^{-2}} = 0.778 \text{MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton : $A=3.39 \text{ cm}^2$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$50y^2 + 50.85y - 610.2 = 0$$

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

$$y = 3.02 \text{cm}$$

$$I = 5018.68 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.65 \times 10^{-3}}{5018.68 \times 10^{-8}} \times 0.0302 = 3.39 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.39 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{b} \geq \frac{M_i}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

(1) : 0.078 > 0.0625 condition vérifiée.

(2) : 0.14 > 0.075 condition vérifiée.

(3) : 0.0028 < 0.006 condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.2.6. Schéma de ferrailages :

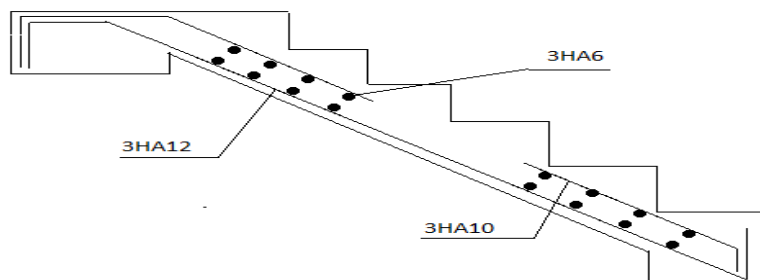


Figure .III.26. Schéma de ferrailages de la 3^{ème} partie (cartier tournant)

III.4.3. Calcul du palier de repos de l'escalier :

Le palier sera étudié comme une console encastree dans la poutre palière.

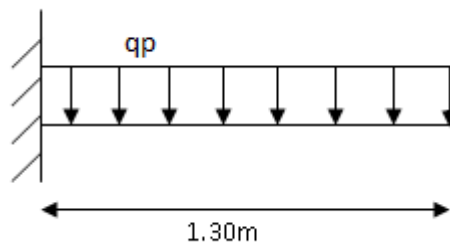


Figure III.27. Schéma statique de la dalle de repos

III.4.3.1. Calcul des sollicitations :**A l'ELU :**

$$G=5.16 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.72 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -18.12 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l = 13.93 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 7.66 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = -6.47 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l = 9.96 \text{ KN}$$

III.4.3.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

a. Calcul des armatures à l'ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} d^2 b} = 0.088$$

$$\text{Calcul de A : } A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.115$$

$$z = d_x(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.114 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{18.12 \times 10^{-3}}{348 \times 0.114} = 4.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A^{\min} = 0.014 \text{ cm}^2 \leq A_t = 4.57 \text{ cm}^2$$

$$A = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification (condition de non fragilité) :**

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{r28}}{f_u} = 0.014 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures secondaires Ar :**

$$A_r = A_x / 3 = 5.65 / 3 = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.116\text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures longitudinales : } S_l \leq \min(3 \times h; 33)\text{cm} = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq \min(4 \times h; 45)\text{cm} = 25\text{cm}$$

b. Vérification à l'ELS : (BAEL91 Art A4.5.3)

Tout les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible donc aucun vérification à faire.

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton : A=7.70 cm²**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

$$50y^2 + 115.5y - 1386 = 0$$

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

$$y = 3.74\text{cm}$$

$$I = 7526.076\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.47 \times 10^{-3}}{7526.076 \times 10^{-8}} \times 0.0374 = 3.21\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.21 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

(1) : 0.107 > 0.0625 condition vérifiée.

(2) : 0.107 > 0.099 condition vérifiée.

(3) : 0.0047 < 0.0060 condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est nécessaire de vérifier la flèche.

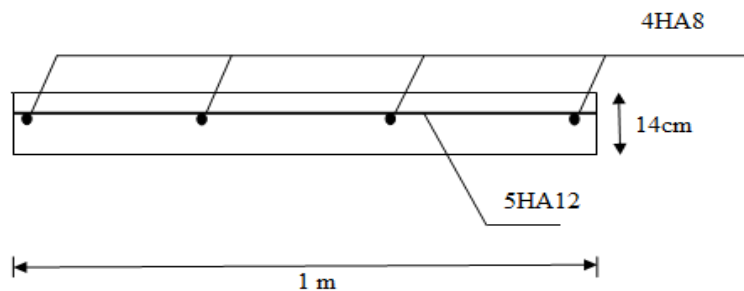


Figure III.28. Schéma de ferrailage de palier de repos

III.4.5. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est dimensionnement d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RPA99/V2003

Selon le CBA 93 :

La « h » de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.66 < h < 31cm$$

On prend : h = 30cm

b = 30cm

Selon le RPA99/V2003 :

h=30 ≥ 30 cm condition vérifiée

b=30 ≥ 20 cm condition vérifiée

h/b=30/30=1 < 4 condition vérifiée

Donc on choisit une section de la poutre palière $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

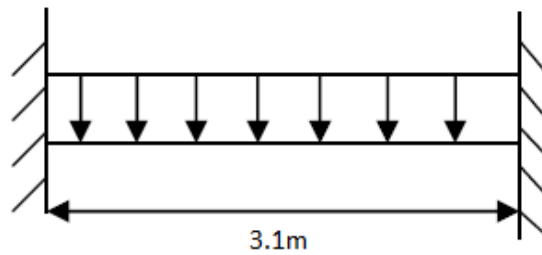


Figure III.31. Schéma statique de la poutre palière

III.4.5.1. Les surcharges sur la poutre palière :

Son poids propre « g_0 » avec $g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Les réactions :

A l'ELU : $R_A = R_b = 28.34 \text{ KN/m}$

A l'ELS : $R_A = R_b = 20.41 \text{ KN/m}$

III.4.5.2. Les sollicitations sur la poutre palière :

A l'ELU :

$q_u = 1.35 \times (2.25) + 28.34 = 31.37 \text{ KN/m}$

En travée : $M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = 12.56 \text{ KN} / m$

En appuis : $M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = -25.12 \text{ KN} / m$

L'effort tranchant : $V_u = 48.62 \text{ KN}$

A l'ELS :

$q_s = 2.25 + 20.41 = 22.66 \text{ KN/m}$

En travée : $M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 9.07 \text{ KN} . m$

En appuis : $M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = -18.15 \text{ KN} . m$

L'effort tranchant : $V_u = 35.12 \text{ KN}$

Tableau III.42. Sollicitations de la poutre palière.

combinaison	P (KN/m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	31.37	12.56	25.12	48.62	-48.62
ELS	22.66	9.07	18.15	35.12	-35.12

III.4.5.3. Ferrailages :

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} ; \quad A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2$$

Tableau III.43. Ferrailage de la poutre palière.

	M (KN.m)	d(m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
En travée	12.56	0.27	0.0404	0.0516	0.264	1.367	0.978	3HA10=2.36
En appui	25.12	0.27	0.0808	0.105	0.258	2.797	0.978	3HA12=3.39

III.4.5.4. Vérification à l'ELU**a. Vérification au cisaillement :**

$$V_u = P_u \times \frac{l}{2} = 48.62 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.600 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

b. Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{1\min}; h/35; b/10)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(8; 30/35; 30/10) = 8 \text{ cm}$$

On choisi un cadre et un épingle $\Phi_t \Rightarrow A_t = 1 \text{ cadre } \Phi 8 + 1 \text{ étrier } \Phi 8 = 2.1 \text{ cm}^2$.

c. Espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 24.3cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times 0.4} = \frac{2.36 \times 400}{30 \times 0.4} = 78.66cm \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = -80.17cm < 0 \end{array} \right.$$

Flexion simple.

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Selon RPA (art.9.3.3) l'espacement est : $St \leq \min (h, 25cm) = 25 \text{ cm}$.

On prend $St = 15cm$

III.4.5.5. Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 15y^2 + 15 \times 2.36y - 15 \times 2.36 \times 27 = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{30}{3} \times 6.889^3 + 15 \times 2.36 \times (27 - 6.889)^2$$

$$\text{Vérification de } \sigma_{bc} : \sigma_{bc} = \frac{M_{aser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.44.Vérification des contraintes de la poutre palière

Type	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travées	9.07	17587.016	6.889	3.55	15
Appuis	18.15	23476.72	8.022	6.202	15

III.4.5.6. Vérification a l'ELS

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

- (1) : 0.081 > 0.0625 condition vérifiée.
- (2) : 0.081 > 0.023 condition vérifiée.
- (3) : 0.0029 < 0.0060 condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.5.7. Calcul d'armatures à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée ; c'est le moment d'appuis.

$$M^{torsion} = M_{Tu} = M_a \times \frac{1}{2} = 7.345 KN.m$$

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section :

U : périmètre de la section

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur

e : Épaisseur de la paroi

a. Armatures longitudinales :

La section d'armatures longitudinales est donnée par:

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0625m^2$$

$$U = 2(b - e) \times (h - e) = 1m$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.69cm^2$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_t = \frac{M_T}{2 \times e \times \Omega} = 1.17MPa$$

La contrainte de cisaillement due a la flexion (calculée déjà)

$$\tau = \sqrt{(\tau_u^2 + \tau_t^2)} = 1.31MPa$$

Doit être

$$\tau \leq \tau_{adm} = (0.2f_{c28} / \gamma_b; 4MPa) = 3.33MPa \quad \text{Condition est vérifiée}$$

III.4.5.8. Calcul du ferrillage :

a. calcul des armatures transversales :

$$\text{Flexion : } A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{400} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45cm^2$$

$$\text{Torsion: } A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.25cm^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.45 + 0.25 = 0.70cm^2$$

b. Condition de RPA :

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 0.15 \times 0.30 = 1.35cm^2$$

Donc on ferraille avec

$$\Rightarrow A_t^{RPA} = 1.35cm^2$$

Le choit : 4HA8=2.1cm² (1cadre+1étrier).

c. Choix des armatures :

$$\text{En travée : } A_t = A^t + \frac{A^T}{2} = 4.21cm^2$$

On choisit : 3HA14= 4.62 cm²/ml

En appuis : $A_a = A^a + \frac{A^T}{2} = 4.24cm^2$

On choisit : 3HA14= 4,62 cm^2 / ml

$$A_{tot} = 9.24cm^2$$

Condition RPA :

$$A^{min}_t = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5cm^2$$

Donc on ferraille avec : $A_{cal} = 9.24cm^2$

d. Espacement :

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 15cm$

Zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 7.5cm$

On adopte les espacements suivants :

Zone courante : $St = 15cm$

Zone nodale : $St = 10cm$

III.4.5.9. Schéma de ferrailage :

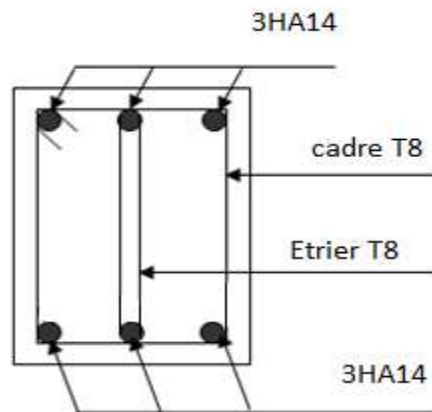


Fig.III.32. Schéma de ferrailage de la poutre de palière.

III.4.6. Etude de la poutre brisée :

III.4.6.1. Prédimensionnement :

Condition de flèche : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$

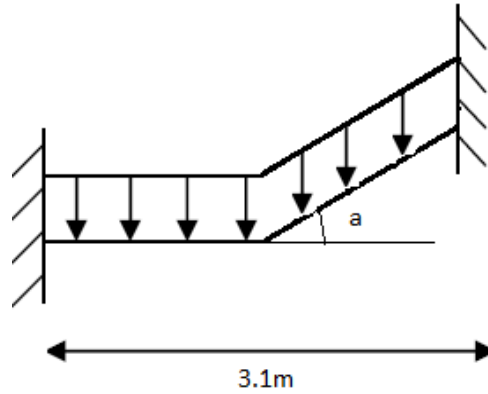


Figure III.33. Schéma statique de la poutre brisée.

$\text{tg } a = 102/150 = 0.68$
 $a = 34.22^\circ$

$20.66\text{cm} < h < 31\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Art 7.5.1)}$$

On à : $L=3.1\text{m}$, On prend $h=30\text{ cm}$, $b=35\text{cm}$

III.4.6.2. Les surcharges sur la poutre brisée :

Son poids propre « g_0 » avec $g_0=0.3 \times 3.5 \times 25 = 2.625\text{ KN/ml}$

Les réactions :

A l'ELU : $R_A = R_b = 31.69\text{KN/m}$

A l'ELS : $R_A = R_b = 22.93\text{KN/m}$

III.4.6.3. Les sollicitations sur la poutre brisée :

A l'ELU :

$q_u = 1.35 \times (2.625) + 31.69 = 35.23\text{ KN/m}$

En travée : $M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = 14.11\text{KN / m}$

En appuis : $M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = -28.21 \text{ KN/m}$

L'effort tranchant : $V_u = 54.60 \text{ KN}$

A l'ELS :

$q_s = 2.625 + 22.93 = 25.55 \text{ KN/m}$

En travée : $M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 10.23 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = -20.46 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V_u = 39.60 \text{ KN}$

Tableau III.45. Sollicitations de la poutre brisée.

combinaison	q (KN/m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	35.23	14.11	-28.21	54.60	-54.60
ELS	25.55	10.23	-20.46	39.60	-39.60

III.4.6.4. Calcul de ferrillages en flexion simple :

En travée :

$A = 1.31 \text{ cm}^2$ On choisit 3HA10 = 2.36 cm²

En appui :

$A = 2.66 \text{ cm}^2$ On choisit 3HA12 = 3.39 cm²

III.4.6.5. Vérification à l'ELU

a. Cisaillement :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.577 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$ $\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

b. Armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min(\Phi_{1 \text{ min}}; h/35; b/10)$

$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(8; 35/35; 30/10) = 8 \text{ cm}$

On choisi un cadre et un épingle $\Phi_t \Rightarrow A_t = 1 \text{ cadre } \Phi 8 + 1 \text{ étrier } \Phi 8 = 2.1 \text{ cm}^2$.

c. Espacement :

Flexion simple.

Selon **RPA (art.9.3.3)** l'espacement est : $St \leq \min (h, 25\text{cm})=25 \text{ cm}$.

On prend $St=15\text{cm}$

III.4.6.6. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \quad \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Tableau.III.46.Vérification des contraintes de la poutre brisée.

Type	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	10.23	24609.02	7.52	3.13	15
Appuis	20.46	33017.06	8.77	5.43	15

b. Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

(1) : $0.113 > 0.0625$ (2) : $0.113 > 0.033$ (3) : $0.0026 < 0.006$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.6.7. Schéma de ferrailage :

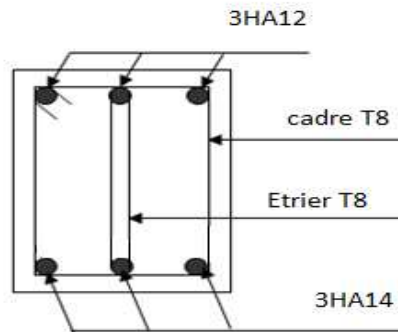


Figure III.34. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.5. Etude de l'ascenseur :

III.5.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :D

- L : Longueur de l'ascenseur = 130 cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 100 cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 310 cm.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

$$\text{Donc } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 72.3KN$$

Annexe n°1

III.5.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

$$\text{On a : } L_x=2m \quad L_y=2.1m$$

$$S = 2 \times 2.1 = 4.2m^2.$$

La dalle de local des machines doit être dimensionnée pour reprendre les charges importantes.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2}{20} = 0.1m \text{ Soit } e = 20cm.$$

III.5.3. Evaluation des charges et surcharges :

-Poids de la dalle en béton armé.

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

-Poids du revêtement en béton $e=5\text{cm}$.

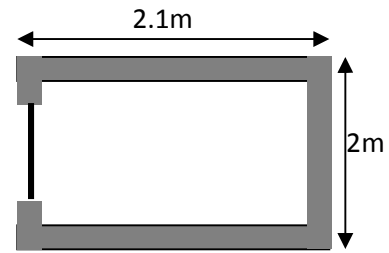
$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{4.2} = 34.52 \text{ KN} / \text{m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 40.62 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

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



Cage de l'ascenseur

III.5.4. Cas d'une charge répartie :

a. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 40.62 + 1.5 \times 1 = 56.34 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \quad \text{Annexe n°2}$$

b. Evaluation des moments :

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0410 \times 56.34 \times 2^2 \Rightarrow M_0^x = 9.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8875 \times 9.24 \Rightarrow M_0^y = 8.2 \text{ KN.m}$$

III.5.5. Calcul des moments réels :

En travée :

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 9.24 \Rightarrow M_t^x = 7.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 8.2 \Rightarrow M_t^y = 6.97 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 9.24 \Rightarrow M_a^x = -2.77 \text{ KN.m}$$

III.5.6. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $f_{bu}=14.2\text{MPa}$.

a. En travée :

// À l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.017.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0214$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178\text{m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.26\text{cm}^2$$

// À l_y :

$$\mu_{bu} = 0.017. \quad \alpha = 0.0214 \quad z = 0.168\text{m} \quad A_t^y = 1.34\text{cm}^2$$

b. En appui :

$$\mu_{bu} = 0.006 \quad \alpha = 0.0214 \quad z = 0.179\text{m}. \quad A_a^x = 0.444\text{cm}^2$$

On choisit suivant le:

$$\text{Sens x-x'}, \text{ en travée: } A_t^x = 5T10 = 3.93\text{cm}^2$$

$$\text{Sens y-y'}, \text{ en travée: } A_t^y = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$$

III.5.7. Vérification à l'ELU:**a. Vérification Condition de non fragilité**

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right.$$

$$\text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e=20\text{cm} \quad b=100\text{cm} \quad \rho=0.95$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.28\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$\text{On vérifie que } A_{\min}^y > \frac{A_{\min}^t}{4} \Rightarrow 1.6\text{cm}^2 > 0.57\text{cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

b. Calcul des espacements :

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

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

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les Deux sens:}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 37.56\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 38.19\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

III.5.8. Vérification à l'ELS:

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \quad \text{Annexe n}^\circ 2$$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 40.62 + 1 = 41.62\text{KN} / \text{m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.04\text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.42\text{KN.m}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.834\text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.307\text{KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Tableau III.47. Vérification des contraintes de la dalle de l'ascenseur

	M (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sens x-x	6.834	13690	4.01	15	1.97	Vérifiée
Sens y-y	6.307	9700	3.6	15	2.34	Vérifiée

III.5.9. Cas d'une charge concentrée:

La charge concentrée q est 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.

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

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

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'

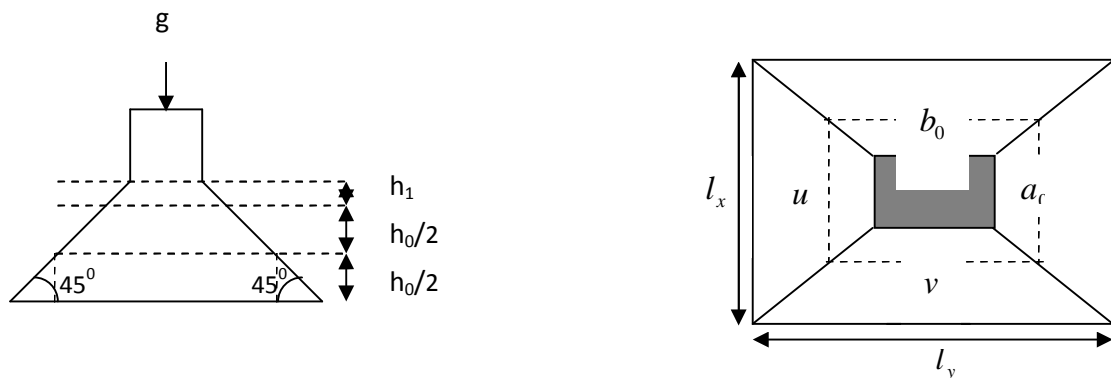


Figure III.35 Schéma représentant la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm.} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm.} \end{cases}$$

III.5.9.1. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.90 \quad \text{et } \rho = 0.95$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.90 \quad \text{et } \rho = 0.95$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0.051$ et $M_2 = 0.038$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.98 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 2.75 \text{ KNm} \end{cases}$$

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

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04 = 5.88 \text{ KN/ml}$$

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

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} L' ELU \\ \nu = 0 \\ \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.885 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 = 9.44 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.55 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.37 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.53 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée et appuis :

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 \times M_x = 5.55 \text{ KN.m} \\ M'_y = 0.85 \times M_y = 3.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_x = -1.96 \text{ KN.m}$$

III.5.9.2. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.48. Ferrailage de l'ascenseur

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adopté (cm ²)
travée	Sens x-x'	7.85	0.017	0.0214	0.178	1.26	2.28	5T10=3.93
	Sens y-y'	6.97	0.017	0.0214	0.168	1.34	1.6	4T10=3.14
appuis	Sens x-x' y-y'	-2.77	0.006	0.0075	0.179	0.444	2.28	4T10=3.14

III.5.9.3. Vérification à l'ELU**a. Le diamètre des barres :**

Il faut vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$

C'est vérifié

b. Espacement des barres :

Sens x-x' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y' : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

c. Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$$

$$U_c = 740 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 1110 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN} < 1110 \text{ KN}$$

C'est vérifier.

Après calcul on constate que $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

d. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Q_u}{U_c \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1110 \times 10^{-3}}{7.4 \times 0.18} = 0.833 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.5.9.4. Calcul à l'ELS:[BAEL91]:

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} L' ELS \\ \nu = 0.2 \\ \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

a. Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 4.24 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 3.48 \text{ KNm.} \end{cases}$$

b. Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.33 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.23 \text{ KNm}$$

c. Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.57 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.71 \text{KNm} \end{cases}$$

d. Les moments en travée et en appuis :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 5.57 = 4.73 \text{KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 4.71 = 4.00 \text{KNm} \end{cases}$$

$$M_a = -0.3 \times 5.57 = -1.67 \text{KNm}$$

e. Etat limite de compression du béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Sens x-x'

$$A_x = 3.93 \text{cm}^2 ; b = 100 \text{cm} ; d = 18 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 4.01 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.369 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.38 \text{MPa} < 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.73 \times 10^{-3}}{1.3690 \times 10^{-4}} \times 0.0401 = 1.38 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.38 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Sens y-y' :

$$A_x = 3.14 \text{cm}^2 ; b = 100 \text{cm} ; d = 18 \text{cm}$$

$$y = 3.56 \text{ cm.} \quad I = 1.001177 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.42 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.42 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de déformation (la flèche) :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

Avec : $A_s = 5.5 \text{ cm}^2$ $L_x = 200 \text{ cm}$

$$1/ \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \Rightarrow 0.100 \geq 0.042$$

$$2/ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.22}{f_e} \Rightarrow 0.0022 \leq 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

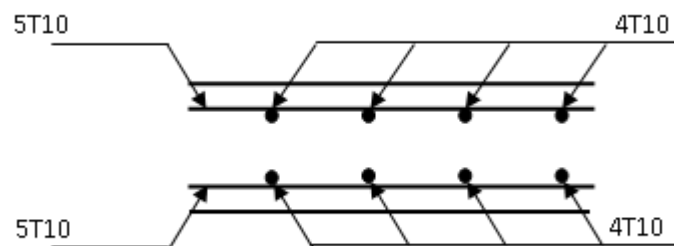
III.5.9. Schéma de ferrailage :

Figure III.36. Vue en coupe de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

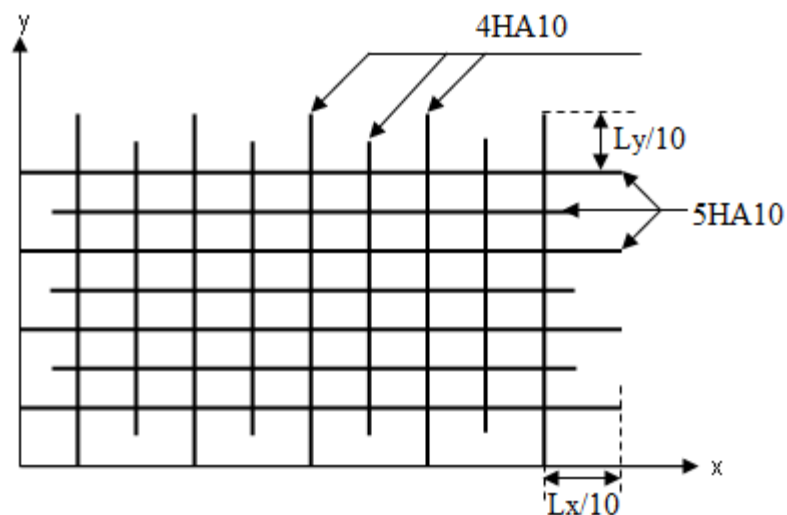


Figure III.37. Schéma de ferrailage de l'ascenseur

Chapitre IV

Etude dynamique

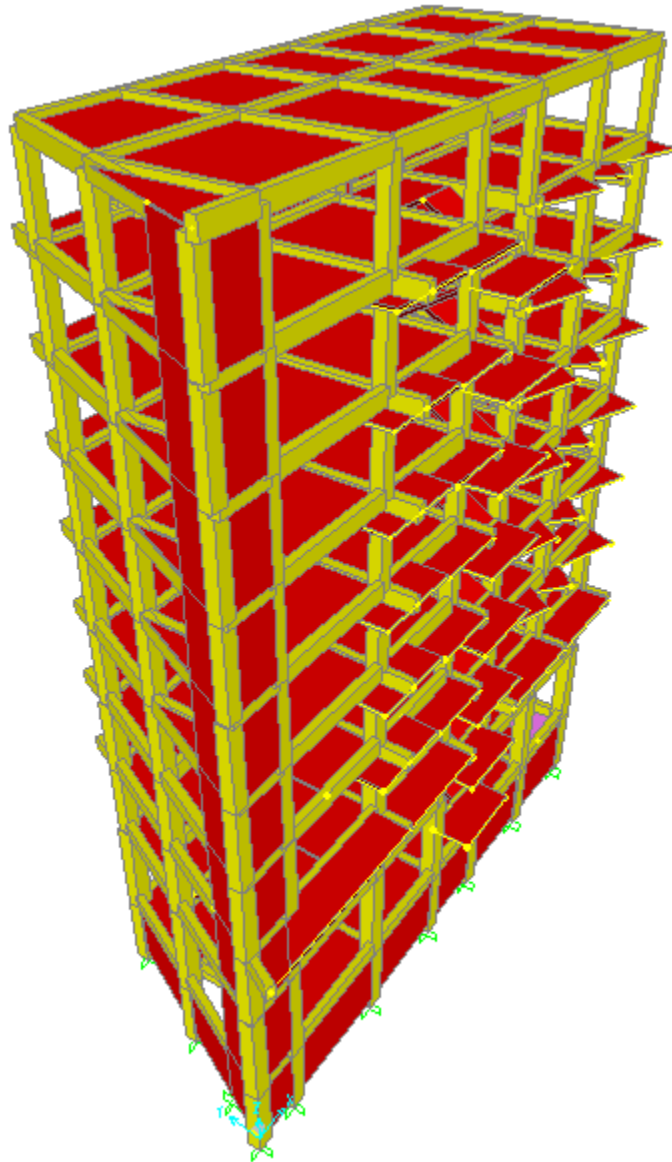


Figure IV.1 vue en 3D de la modélisation par SAP 2000 (version 14.2.2)

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés 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.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.14**.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA99/VERSION 2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

a. Principe

Selon **RPA99.V2003Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99. V2003 (article 4.1.2)**.
- Dans notre structure ces conditions ne sont pas satisfaites, alors cette méthode n'est pas applicable.

c. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \dots\dots\dots \text{RPA99.V2003Art (4.2.3)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau (4.1) du RPA99 dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2 (H=31.62<48m)

Zone sismique IIa ⇒A=0.15

- R : coefficient de comportement global de la structure, donnée par le tableau (4.3) du RPA99. On a un contreventement mixte (voiles/portique) avec interaction ⇒R = 5.

- Q : facteur de qualité.

Sa valeur donnée par la formule : $Q = 1 \sum_{i=1}^6 P_q$ **RPA (Formule 4.4)**

- P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q sont satisfaits ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA99.V2003**)

Tableau IV.1 : valeur des pénalités P_q.

Critère "q"	Observation	Valeur p _q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1 + (0.05 \times 4) = 1.2$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.30$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$

D'après les résultats obtenus par SAP2000 : $W_{totale} = 26742.088KN$

- D : facteur d'amplification dynamique, donnée par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (formule 4.2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99 (Tableau3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2(S_3) = 0.5s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.81 > 0.7$$

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\% : \text{Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 du RPA99)}$$

d. Estimation de la période fondamentale :

La période empirique peut être calculée en deux manières :

1. $T_c = C_T * (h_N)^{3/4}$ **RPA99. V2003 (Formule 4-6)**

2. $T_{x,y} = 0.09 h_N / \sqrt{D}$ **RPA99. V2003 (Formule 4-7)**

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau \Rightarrow
 $h_N=31.62$ m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T=0.05$
(tableau 4.6 du RPA99)

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$T = 0.05 \times 31.62^{3/4} = 0.67s \dots \dots \dots (1)$$

$$L_x=23.35 \text{ m}, L_y=8.95 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.59s \\ T_y = 0.95s \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$T_X = \min(T_x; T) = 0.59 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_Y = \min(T_y; T) = 0.67 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.81 \\ D_y = 1.67 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.59 = 0.77s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.67 = 0.87s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_{Sxx} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.2}{5} \times 26742.088 = 1742.51KN \\ V_{Syy} = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.2}{5} \times 26742.088 = 1607.73KN \end{cases}$$

IV.2.2. Les méthodes dynamiques :

a. Méthode d'analyse modale spectrale :

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher 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 pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

b. Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristique associées a la catégorie du site.

Q : facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**).

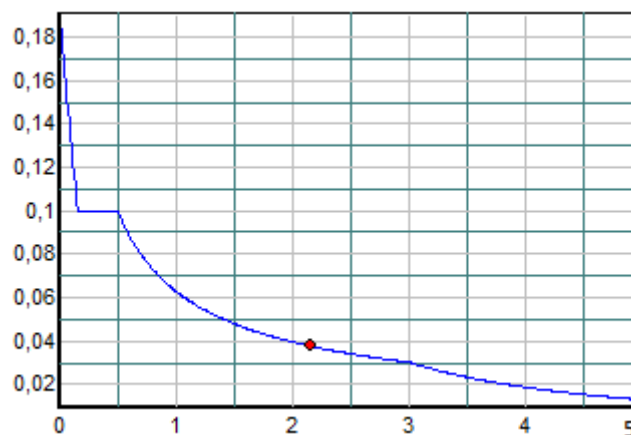


Figure IV.2 : spectre de réponse

IV.3. Description du logiciel SAP2000.14 :

Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiment et ouvrages de génie civil .Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure .Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpentes métalliques . Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.4. Disposition des voiles:

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux et des poutres, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode, deuxième mode et répondre favorablement aux conditions du RPA 99/2003

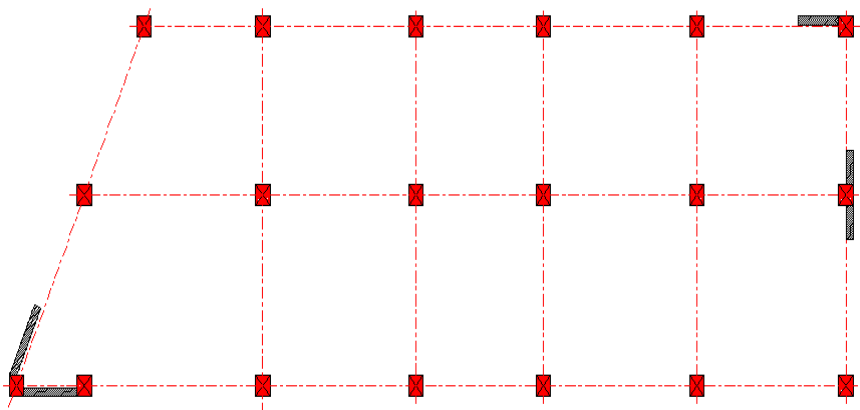


Figure IV.3 : disposition des voiles

IV.4.1. Présentation des trois premiers modes :

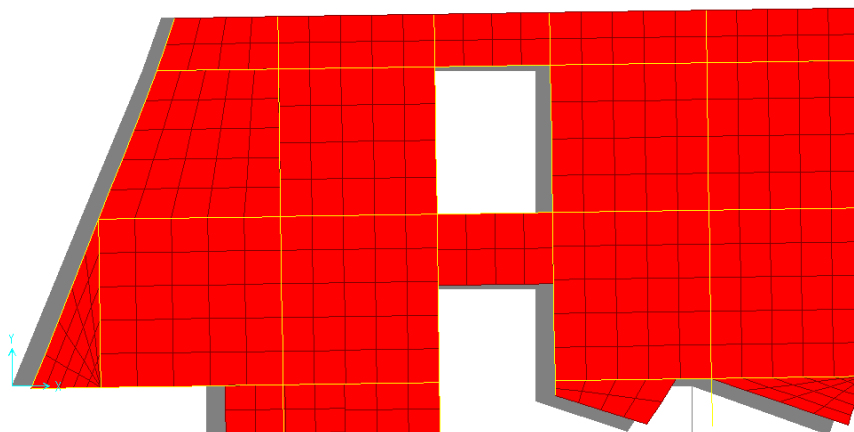


Figure IV.1 : MODE 2 (translation suivant l'axe XX)

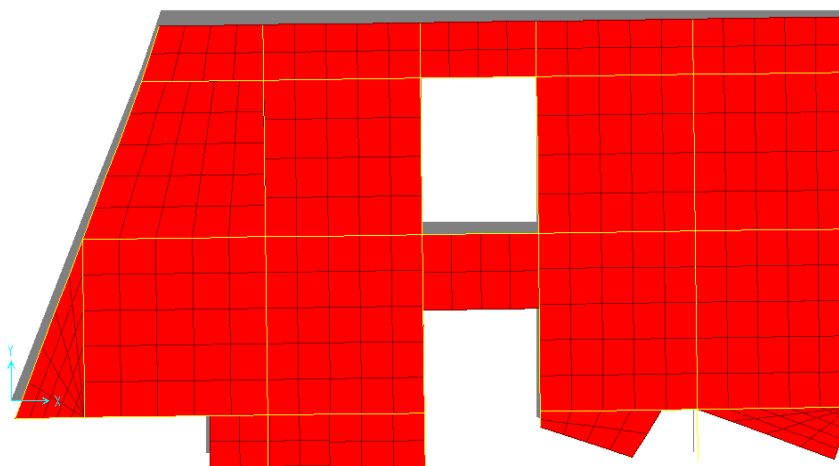


Figure IV.5 : MODE 1 (translation suivant l'axe YY)

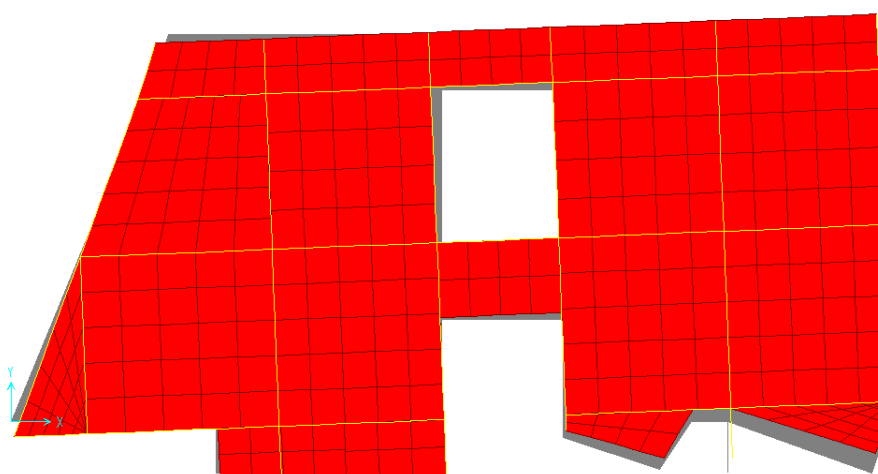


Figure IV.6 : MODE 3 (translation suivant l'axe ZZ)

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14 :**IV.5.1. Taux et facteur de participation massique :**

L'analyse automatique de notre structure par le logiciel SAP, nous a donné les résultats suivants :

Tableau IV.2 : Taux et facteur de participation massique.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,870263	0,0124	0,602	0,000003584	0,0124	0,602
MODAL	Mode	2	0,772239	0,6187	0,03486	1,415E-07	0,6311	0,63686
MODAL	Mode	3	0,724489	0,06339	0,05302	0,000004492	0,6945	0,68987
MODAL	Mode	4	0,268525	0,00063	0,11834	0,000002219	0,69513	0,80821
MODAL	Mode	5	0,242884	0,10911	0,00015	1,768E-07	0,80424	0,80836
MODAL	Mode	6	0,22399	0,00073	0,00118	0,000009426	0,80497	0,80954
MODAL	Mode	7	0,161044	0,000004114	0,0000162	0,00276	0,80497	0,80956
MODAL	Mode	8	0,142397	0,00016	0,04139	0,00011	0,80513	0,85094
MODAL	Mode	9	0,130043	0,03756	0,00044	0,000005873	0,84269	0,85138
MODAL	Mode	10	0,113012	0,00321	0,00127	0,000003366	0,8459	0,85265

Dans notre cas les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importantes des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ Sec} \quad \dots\dots(\text{RPA99.4.14})$$

IV.5.2. Justification de l'interaction voile/portique :**➤ Sous charges verticales :**

Pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction l'article 3-4-4-a du RPA99/version2003, exige de vérifiée :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction sous charge verticale.

	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
Sous- sol	17285,098	1372,275	92,64486	7,355135
RDC	22645,518	2094,276	91,53479	8,465212
Etage1	20051,731	1975,993	91,02952	8,970482
Etage2	17145,77	1788,542	90,55396	9,446036
Etage3	14158,303	1716,011	89,19001	10,80999
Etage4	11901,362	1436,113	89,2325	10,7675
Etage5	9325,743	1187,106	88,70805	11,29195
Etage6	6837,685	892,191	88,45789	11,54211
Etage7	4304,458	567,622	88,34949	11,65051
Etage8	1885,571	273,964	87,31375	12,68625

➤ **Sous charges horizontales :**

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charge horizontale.

Niveau	SENS X-X				SENS Y-Y			
	Charge reprise (KN)		pourcentage repris (%)		Charge reprise (KN)		pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile
Sous-Sol	126,484	326,364	27,930	72,069	25,515	40,502	38,649	61,350
RDC	690,123	469,683	59,503	40,496	248,879	44,733	84,764	15,235
Etage1	801,84	301,832	72,652	27,347	426,039	415,241	50,641	49,358

Etage2	856,178	206,856	80,540	19,459	619,856	187,22	76,802	23,197
Etage3	734,225	234,013	75,831	24,168	584,113	178,353	76,608	23,391
Etage4	721,382	145,359	83,229	16,770	499,033	191,228	72,296	27,703
Etage5	571,089	162,789	77,817	22,182	509,263	130,818	79,562	20,437
Etage6	499,549	95,037	84,016	15,983	428,829	124,868	77,448	22,551
Etage7	373,328	54,507	87,259	12,740	379,239	80,229	82,538	17,461
Etage8	272,284	73,201	78,812	21,187	252,976	72,166	77,804	22,195

Remarque 1 : Il est a noté que les sections des déférente poteaux et poutres on été rêvés à la hausse pour que l'interaction soit vérifiée.

Poutres principale : 30X55.

Poutres secondaires : 30X55.

Remarque 2 :

A partir des tableaux ci-dessus on déduit que l'interaction sous charges verticales et charge horizontales est non vérifiée car on a la mauvaise disposition des voiles.

IV.5.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Art7.4.3.1)}$$

Tel que N: L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normale réduit des poteaux.

niveaux	B (mm ²)	N _{rd}	υ	Remarque
Sous-sol	357500	2513900	0,28	Vérifiée
RDC	357500	2414907	0,27	Vérifiée

1 ^{er} étage	300000	2101718	0,28	Vérifiée
2 ^{er} étage	300000	1791201	0,23	Vérifiée
3 ^{er} étage	247500	1492583	0,24	Vérifiée
4 ^{er} étage	247500	1210009	0,19	Vérifiée
5 ^{er} étage	225000	931571	0,16	Vérifiée
6 ^{er} étage	225000	671387	0,11	Vérifiée
7 ^{er} étage	200000	457427	0,09	Vérifiée
8 ^{er} étage	180000	256129	0,05	Vérifiée

Remarque : On a changé les sections des poteaux par rapport à la descente de charge pour que l'effort normal réduit soit vérifié à tous les niveaux.

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié pour tous les étages.

IV.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99** (article 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	$V_{statique}$	$V_{dynamique}$	V_{dyn}/V_{st}	Observation
X-X	1742.51	1310.755	0.75	Non vérifiée
Y-Y	1607.73	1176.838	0.73	Non vérifiée

$$\frac{V_{dynx}}{V_{sty}} = \frac{1402.507}{1742.51} = 0.75 < 0.80$$

$$\frac{V_{dynx}}{V_{sty}} = \frac{1289.815}{1607.73} = 0.73 < 0.80$$

La condition de l'effort tranchant à la base n'est pas vérifiée pour les deux directions E_x et E_y donc toutes les réponses sismiques seront affectées par le coefficient

$$0.8/0.75=1.07 \text{ et } 0.8/0.73=1.096$$

Sens	V _{statique}	V _{dynamique}	V _{dyn} /V _{st}	Observation
X-X	1742.51	1402.507	0.80	vérifiée
Y-Y	1607.73	1289.815	0.80	vérifiée

IV.5.5. Calcul des déplacements :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{Art 4.4.3) du RPA99})$$

Avec : R : coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \dots \dots \dots \text{RPA.V 2003 (Formule 4 - 19)}$$

$$\text{Avec : } \Delta_K < 1\% \times h_K \dots \dots \dots \text{RPA99.V 2003 (Art.5.10)}$$

h_k : étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.

Niveau	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
8 ^{em} étage	1,54	7,7	7,15	0,55	306	0,001	1,39	6,95	6,5	0,45	0,001	
7 ^{em} étage	1,43	7,15	6,5	0,65	306	0,002	1,3	6,5	5,95	0,55	0,001	
6 ^{em} étage	1,3	6,5	5,7	0,8	306	0,002	1,19	5,95	5,25	0,7	0,002	
5 ^{em} étage	1,14	5,7	4,8	0,9	306	0,002	1,05	5,25	4,5	0,75	0,002	
4 ^{em} étage	0,96	4,8	3,8	1	306	0,003	0,9	4,5	3,65	0,85	0,002	
3 ^{em} étage	0,76	3,8	2,75	1,05	306	0,003	0,73	3,65	2,65	1	0,003	
2 ^{em} étage	0,55	2,75	1,75	1	306	0,003	0,53	2,65	1,75	0,9	0,002	

1 ^{em} étage	0,35	1,75	0,85	0,9	306	0,002	0,35	1,75	0,85	0,9	0,002
RDC	0,17	0,85	0	0,85	408	0,002	0,17	0,85	0	0,85	0,002
Sous-sol	0	0	0	0	306	0	0	0	0	0	0

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2^{eme} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad \text{RPA99.V2003 (Article 5.9)}$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau

(K) Tel que : $P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$. **RPA99.V2003 (Article 5.9)**

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K. » »

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.8 : Vérification des effets P-Δ.

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Sous-sol	306	2024,654	0,55	484,547	0,007	0,45	72,354	0,041
RDC	306	4444,677	0,65	1240,993	0,007	0,55	922,042	0,008
1 ^{er} étage	306	7005,423	0,8	1180,928	0,015	0,7	884,555	0,018
2 ^{em} étage	306	9491,142	0,9	1137,446	0,024	0,75	835,663	0,027
3 ^{em} étage	306	12017,78	1	1036,014	0,037	0,85	756,527	0,044
4 ^{eme} étage	306	14265,8	1,05	927,413	0,052	1	701,528	0,066
5 ^{em} étage	306	17024,96	1	785,25	0,070	0,9	606,852	0,082

6 ^{em} étage	306	19709,82	0,9	636,208	0,091	0,9	603,578	0,096
7 ^{em} étage	408	22155,03	0,85	457,784	0,100	0,85	456,355	0,101
8 ^{em} étage	306	26742,08	0	369,668	0	0	321,798	0

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte. On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V. Introduction:

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux:

V.1.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges ramenées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composées en fonction de l'effort normal « N » et du moment fléchissant « M » donnés par les combinaisons les plus défavorables introduite dans le fichier **SAP2000**.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E_{xy}$
- $G + Q - E_{xy}$
- $0.8G + Q$
- $0.8G - E_{xy}$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes:

- L'effort normal maximal et le moment correspondant,
- L'effort normal minimal et le moment correspondant,
- Le moment maximal et l'effort normal correspondant,

V.1.2. Recommandation du RPA99.V2003:

a. Armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

RPA99.2003 (article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales de haute adhérence droite et sans crochets.
- $A_{\min}=0.8\%$ de la section de béton (zone IIa),
- $A_{\max}=3\%$ de la section de béton (zone courante),
- $A_{\max}=6\%$ de la section de béton (zone de recouvrement),
- $\Phi_{\min}=12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si c'est possible, en dehors de la zone nodale (zone critique).

La zone nodale est définie par i' et h' tel que:

$$i' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

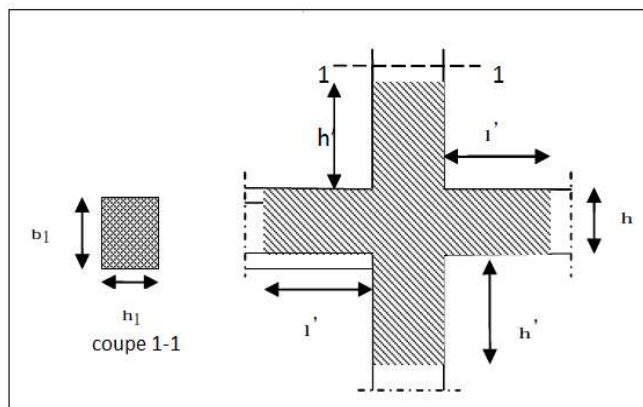


Figure V.1 : la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures relatives aux prescriptions du **RPA99.V2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimal et maximal dans les poteaux:

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de contreventement
Sous-sol et RDC	65X55	28.6	107.25	214.5
1 ^{er} et 2 ^{ième} étage	60X50	24	90	180
3 ^{ième} et 4 ^{ième} étage	55X45	19.8	74.25	148.5
5 ^{ième} et 6 ^{ième} étage	50X45	18	67.5	135
7 ^{ième} étage	50X40	16	60	120
8 ^{ième} étage	45X40	14.4	54	108

b. Armatures transversales:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{(I) RPA99.V2003 (art.7.4.2.2)}$$

Avec:

- V_u : l'effort tranchant de calcul,
- h_1 : hauteur total de la section brute,

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales,
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tien compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

Il est pris égale à :

$$2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique du poteau}).$$

$$3.75 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

(a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale:** $S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$ En zone IIa
- **Dans la zone courante:** $S_t \leq 15\phi$ En zone IIa

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du Poteau

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$, en% est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \rightarrow \text{Si } \lambda \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \rightarrow \text{Si } \lambda \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de ϕ_t minimum.

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.

V.1.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calculs selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **SAP2000.V.14**, et les résultants sont résumés dans le tableau si dessous.

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

NIVEAU	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)
Sous-sol et RDC	2513.9	-14.48	-152.25	1605.34	-425.214	-6.01
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	2124.65	5.58	154.156	964.178	-10.27	-6.15
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1492.58	-24.93	124.54	851.19	-43.31	-32.68
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	931.57	-26.15	104.55	576.12	-100.58	-32.03
7 ^{ème} étage	459.43	-7.77	-77.97	262.78	-102.14	-23.54
8 ^{ème} étage	256.13	-8.69	-73.25	83.024	-44.21	-9.70

V.1.4. Calcul de ferrailage :

a. Ferrailage longitudinale

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous-sol et RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = -2513.9 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{cor}} = 14.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 152.25 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad N_{\text{cor}} = -1605.34 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 425.214 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{cor}} = 6.01 \text{ KN.m}$$

Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$d = 0.62 \text{ m}, \quad d' = 0.03 \text{ m}, \quad N = 2513.9 \text{ KN}, \quad M = 14.48 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} \quad \Rightarrow \quad e_G = \frac{14.48}{2513.9} = 0.0057 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = 0.33 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_G = 0.0057 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.33 \text{ m}$$

\Rightarrow Le centre de pression est à l'intérieure de la section entre les armatures comprimée AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{UA} \geq (0.337h - 0.8d') b h f_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 756.08 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow 0.73 < 0.99 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Donc la section est une section partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{c28}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{756.08 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.62^2 \times 14.2} = 0.2518$$

$$\mu_{bu} = 0.2518 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.168$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.578m \rightarrow A_l = \frac{M_A}{Z \times f_{st}} = \frac{756.08 \times 10^{-3}}{0.578 \times 348}$$

$$A_l = 37.58 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = -34.65 < 0$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous-sol et RDC	65X55	9.78	28.6	28.64	4HA20+8HA16
1 ^{er} et 2 ^{ième} étage	60X50	0.43	24	24.11	12HA16
3 ^{ième} et 4 ^{ième} étage	55X45	2.34	19.8	20.04	10HA16
5 ^{ième} et 6 ^{ième} étage	50X45	3.03	18	18.22	4HA14+6HA16
7 ^{ième} étage	50X40	2.73	16	17.27	6HA14+4HA16
8 ^{ième} étage	45X40	1.15	14.4	15.14	10HA14

b. Ferrailage transversal

On prend comme exemple le poteau du RDC:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.08}{0.65} = 4.39 \Rightarrow \rho = 3.75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 105.66 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.65 \times 400} = 2.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10 \times 1.6, 0.15 \text{ m}) = 15 \text{ cm}$$

On adopte **t=10cm.**

➤ **Espacement dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

On adopte **t'=15cm.**

➤ **La quantité d'armature minimale :**

Dans notre cas on a : $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée par interpolation

-dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{0.45}{100} b \times t = \frac{0.45}{100} \times 0.65 \times 0.1 = 2.92 \text{ cm}^2$$

-dans la zone courante :

$$A_t = \frac{0.45}{100} b \times t = \frac{0.45}{100} \times 0.65 \times 0.15 = 4.38 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T10=4.71cm²

Le tableau ci après résume les résultants de calcul des armatures transversales pour les différent poteaux des différent niveaux:

Tableau V.4: Armatures transversales des poteaux

Section (cm ²)	ϕ_l^{\min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_u (KN)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	l_r (cm)	A_t (cm ²)	$A_{t,nod}^{\min}$ (cm ²)	$A_{t,cor}^{\min}$ (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	N ^{bre} De barre
65×55	1.6	2.85	4.39	105.66	10	15	80	2.28	2.92	4.38	4.71	6T10
60×50	1.6	2.14	3.57	138.56	10	15	64	3.75	3.9	5.85	6.25	8T10
55×45	1.6	2.14	3.89	104.82	10	15	64	2.26	3.13	4.7	4.71	6T10
50×45	1.4	2.14	4.28	80.05	10	15	64	2.22	2.4	3.6	4.71	6T10
50×40	1.4	2.14	4.28	55.49	10	15	64	1.56	2.4	3.6	4.71	6T10
45×40	1.4	2.14	4.76	45.33	10	15	56	1.42	2.43	3.65	4.71	6T10

D'après le **RPA99/V2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales des barres doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} < 10 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérifications :

1. Vérification au flambement :

Selon le **CBA93** (Article B.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être vérifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$\text{On doit vérifier que : } N_u = \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

- N_d : donné par ETABS
- $Br = (a - 2) \times (b - 2)$: section réduite du béton
- $\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité de béton (cas durable).
- $\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans les calculs
- α : coefficient dépendant de l'élément λ

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

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

l_f : Longueur du flambement = $0.7 \times l_0$

$$i : \text{ rayon de giration } \quad i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

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

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1,10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ (pour les sections rectangulaires)}$$

$$l_f = 0.7 l_0 \text{ longueur de flambement.}$$

On prendra comme exemple de calcul des poteaux du RDC

$$N_d = 3195 \text{ KN (donné par le SAP2000.V14).}$$

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 285.6 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{285.6}{65} = 15.21$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = 0.819$$

$$B_r = (55 - 2) \times (65 - 2) = 3339 \text{ cm}^2 = 0.3339 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.819 \times \left(\frac{0.3339 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.64 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5.88 \text{ MN}$$

$$N_d = 2.5139 \text{ MN} < N_u = 5.88 \text{ MN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de vérification au flambement

Tableau V.5 : Vérification des poteaux au flambement

NIVEAU	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	Obs
Sous-sol et RDC	65X55	408	285.6	15.21	0.819	28.64	0.3339	5.88	2.5139	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ième} étage	60X50	306	214.2	12.35	0.829	24.11	0.2784	5.82	2.1017	Vérifiée
3 ^{ième} et 4 ^{ième} étage	55X45	306	214.2	13.47	0.825	20.04	0.2279	4.056	1.4925	Vérifiée
5 ^{ième} et 6 ^{ième} étage	50X45	306	214.2	14.82	0.82	18.22	0.2064	3.65	0.931	Vérifiée
7 ^{ième} étage	50X40	306	214.2	14.82	0.82	17.27	0.1824	3.26	0.4594	Vérifiée
8 ^{ième} étage	45X40	306	214.2	16.46	0.813	15.14	0.1634	3.98	0.256	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on ne constate que : $N_d < N_u$ donc pas de risque de flambement.

2. Vérification des contraintes :

La vérification se fait seulement pour la contrainte de compression dans le béton car la fissuration est peu nuisible, on fera cette vérification pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau ou il y'a réduction de la section. Donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$Avec : \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}G}{I_{yy'}} \times v \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}G}{I_{yy'}} \times v' \end{cases}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} \times (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

$$V = \frac{\frac{B \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad V' = h - V$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

$$M_{ser}G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de béton des poteaux

Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	B (cm)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} G (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
65×55	58.5	28.64	4004.6	32.5	32.5	0.015	1825.75	59.78	6.4	15	Vérifié
60×50	54	24.11	3361.65	30	30	0.012	1532.6	42.7	6.2	15	Vérifié
55×45	49.5	20.04	2775.6	27.5	27.5	0.0077	1088.96	32.67	5.6	15	Vérifié
50×45	45	18.22	2523.3	25	25	0.0058	679.9	34.81	4.5	15	Vérifié
50×40	45	17.27	2259.05	25	25	0.0052	336.08	27.34	3	15	Vérifié
45×40	40.5	15.14	2027.1	22.5	22.5	0.0037	187.9	44.41	3.7	15	Vérifié

3. Vérification aux sollicitations tangentielles:

D'après l'article **RPA99.V2003 (Art 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.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bc} = \rho_d \times f_{c28} \quad Avec : \begin{cases} \rho_d = 0.075 \rightarrow Si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \rightarrow Si \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentielles dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs
Sous-sol et RDC	65X55	285.6	4.39	0.04	58.5	78.16	0.205	1	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ième} étage	60X50	214.2	3.57	0.04	54	59.43	0.183	1	Vérifiée

3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55X45	214.2	3.89	0.04	49.5	45.90	0.168	1	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50X45	214.2	4.28	0.04	45	39.56	0.176	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	50X40	214.2	4.28	0.04	45	36.20	0.161	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	45X40	214.2	4.76	0.04	40.5	35.31	0.194	1	Vérifiée

V.1.5. Schémas de ferrailage des poteaux :

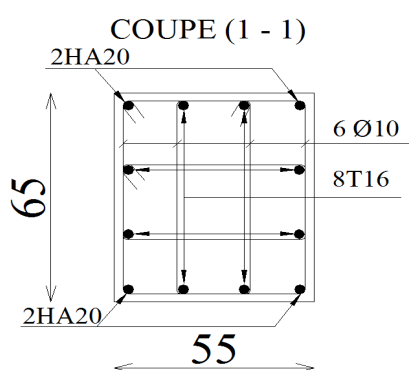


Schéma de ferrailage des poteaux

S-sol et RDC

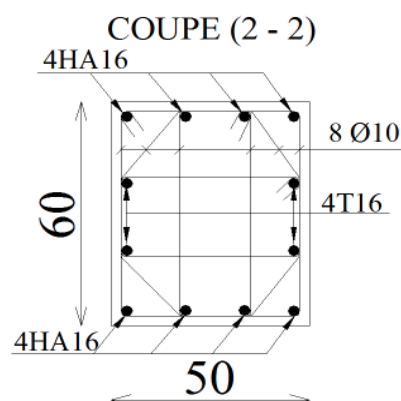


Schéma de ferrailage des poteaux

1^{ère} et 2^{ème} étages

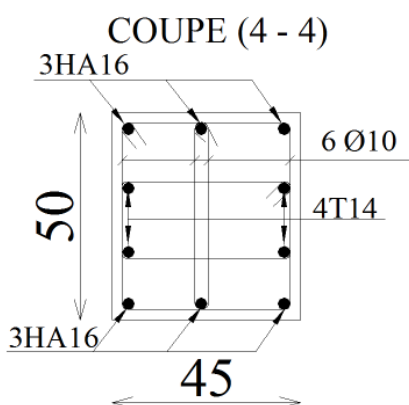


Schéma de ferrailage des Poteaux

3^{ème} et 4^{ème} étage

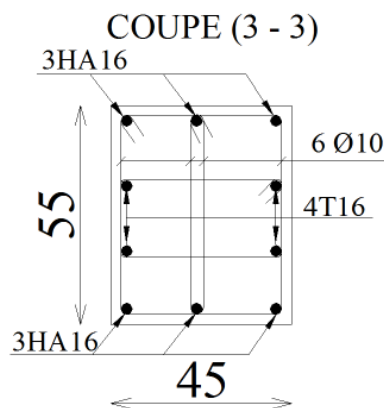


Schéma de ferrailage des Poteaux

5^{ème} et 6^{ème} étage

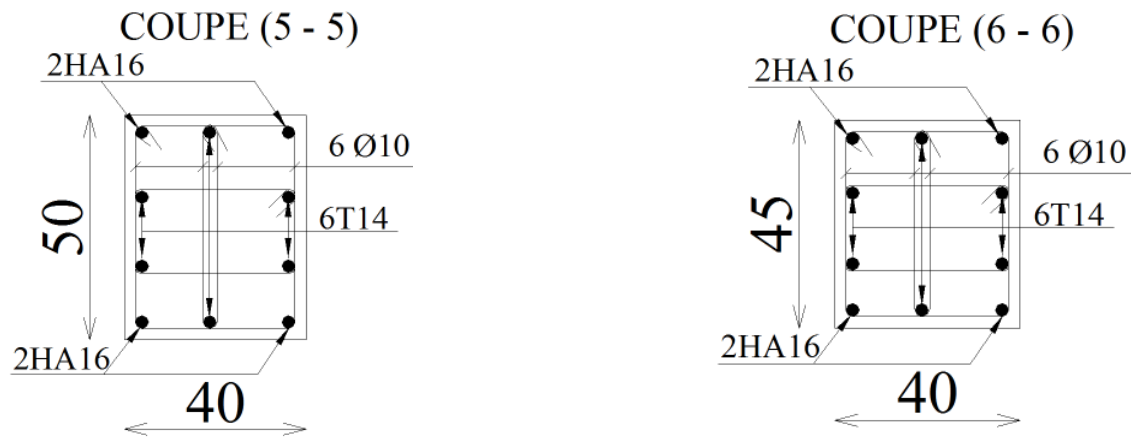


Schéma de ferrailage des Poteaux

7^{ème} étage

Schéma de ferrailage des Poteaux

8^{ème} étage**Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux****V.2. Etude des poutres :****V.2.1. Introduction :**

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant ; Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après la détermination de « M, N, T » on ferraille les poutres en respectant les prescriptions donnée par le **RPA99/V2003** et celle données par le **BAEL91**.

Les poutres sont calculées d'après l'effort donné par le logiciel ETABS obtenu par les combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** suivante :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier:

- Poutres principales : 30X55.
- Poutres secondaires : 30X55.

V.2.2. Recommandation du RPA99.V2003 :**a. Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. **RPA99.V2003 (Art 7.5.2.1)**
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieur ou inférieur dans les poteaux de rive d'un angle qui doit être 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (la ou les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposé à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimal est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

Avec **RPA99.V2003 (Art 7.5.2.2)**

b : longueur de la poutre

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min}\right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

ϕ_l : Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, C'est le diamètre du plus petit des aciers comprimés.

Les premières des armatures transversales doivent être disposées à 5 cm du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Calcul du ferrailage :

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables pour chaque étage.

Les résultats de ferrailage des poutres principales et secondaires obtenu de la modélisation **SAP2000** sont regroupés dans le tableau suivant :

Les sections adoptées doivent respecter les conditions minimales d'armatures (A_{min}) du RPA.

a. Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \begin{array}{l} f_{bu} = 14 \text{MPa} \text{ Situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ f_{bu} = 18.48 \text{MPa} \text{ Situation courante } (\gamma_b = 1.15) \end{array}$$

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $\gamma_s = 1.15$ pour les situations courantes

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \rightarrow z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$

b. Ferrailage des poutres

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque étage.

Poutre principales et secondaires

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Ferrailage des poutres.

Niveau	Typa de poutre	Section (cm ²)	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous-sol et RDC	principale	30X55	Appui	166.12	331.95	8	8.25	10.64	3HA16+3HA14
			Travée	164.69		7.92		9.24	3HA20
	secondaire	30X55	Appui	188.76	171.24	9.21	8.25	10.64	3HA16+3HA14
			Travée	106.18		4.94		6.02	3HA16
1 ^{er} et 2 ^{ième} étage	principale	30X55	Appui	183.56	200.27	8.92	8.25	10.64	3HA16+3HA14
			Travée	124.47		5.85		6.02	3HA16
	secondaire	30X55	Appui	218.59	194.64	10.86	8.25	12.05	6HA16
			Travée	107.31		5		6.02	3HA16
3 ^{ième} et 4 ^{ième} étage	principale	30X55	Appui	164.95	157.49	7.93	8.25	9.24	3HA14
			Travée	109.97		5.13		6.02	3HA16
	secondaire	30X55	Appui	197.70	181.30	9.70	8.25	10.64	3HA16+3HA14
			Travée	104.11		4.84		6.02	3HA16
5 ^{ième} et 6 ^{ième} étage	principale	30X55	Appui	156.67	115.68	7.5	8.25	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	87.92		4.06		4.62	3HA14
	secondaire	30X55	Appui	165	156.65	7.94	8.25	9.24	3HA14
			Travée	87.39		4.03		4.62	3HA14
7 ^{ième} étage	principale	30X55	Appui	135.93	88.52	6.43	8.25	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	68.343		3.12		4.62	3HA14
	secondaire	30X55	Appui	134.64	119.73	6.37	8.25	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	65.89		3.01		4.62	3HA14
8 ^{ième} étage	principale	30X55	Appui	98.01	61.71	4.54	8.25	6.02	3HA16
			Travée	58.31		2.65		4.62	3HA14
	secondaire	30X55	Appui	104.23		4.85	8.25	6.02	3HA16

			Travée	63.27	125.11	2.88		4.62	3HA14
--	--	--	--------	-------	--------	------	--	------	-------

V.2.4. Les différentes vérifications

V.2.4.1. Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :

$$0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.495 \times \frac{2.1}{400} = 1.79 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. La contrainte tangentielle maximale :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

a. Pour les poutres principales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{331.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.495} = 2.23 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Pour les poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{194.64 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.495} = 1.31 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification des armatures transversales :

3.1. La section des armatures transversales : (poutres principales et secondaires)

$$\phi_t \leq \min(\phi_{l\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \quad \text{BAEL91 (Article III.3)}$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; \frac{55}{35}; \frac{30}{10}) = 1.2 \Rightarrow \text{soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $A_t = 4\text{HA}8 = 1 \text{ cadre HA}8 + 1 \text{ étrier HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

3.2. Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \quad \text{Avec: } \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \end{cases}$$

D'après Article (7.5.2.2) RPA99.V2003

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min}\right) = \min(13.75, 14.4) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Calcul d'espacement des barres

Espacement	Poutres principales	Poutres secondaire
S_{t1} (cm)	40	40
S_{t2} (cm)	67	67
S_{t3} (cm)	13.4	31.53
S_t (cm)	13.4	31.53
S_t (RPA en zone nodale)	13.75	13.75
S_t (RPA en zone courante)	27.5	27.5
S_t (adopté en zone nodale)	10.00	10.00
S_t (adopté en zone courante)	20.00	20.00

3.3. Vérification de la section minimale de A_t :

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ **RPA99/2003 (Article 7.5.2.2)**

Pour nos poutres principales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pour nos poutres secondaires :

$$A_{t,\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification des armatures longitudinales

4.1. Longueur de recouvrement

$$l_r \geq 40\phi_l \quad \text{RPA99/2003 (Article 7.5.2.1)}$$

$$\text{Pour } \phi_l = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{On adopte : } l_r = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{On adopte : } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi_l = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{On adopte : } l_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi_l = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \quad \text{On adopte : } l_r = 80 \text{ cm.}$$

4.2. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**a. Vérification à l'ELU :****Poutres principales :****➤ Appuis intermédiaires :**

$$A_l = \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_A}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l = \frac{1.15}{400} \left[331.95 - \frac{183.56}{0.9 \times 0.495} \right] \times 10^{-3} = -2.4 \text{ cm}^2$$

Donc aucune vérification à faire.

➤ Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 331.95}{400} \times 10^{-3} = 9.54 \text{ cm}^2$$

Donc aucune vérification à faire.

Poutres secondaires :**➤ Appuis intermédiaires :**

$$A_l = \frac{1.15}{400} \left[194.64 - \frac{218.59}{0.9 \times 0.495} \right] \times 10^{-3} = -8.6 \text{ cm}^2$$

Donc aucune vérification à faire

➤ Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 194.64}{400} \times 10^{-3} = 5.59 \text{ cm}^2$$

Donc aucune vérification à faire

b. Vérification à l'ELS :**1. Etat limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2. Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul Sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
Poutre principales (55*30)	Appuis	80.16	18.22	216643.41	6.74	15	Vérifiée
	Travées	75.21	17.25	195482.19	6.63	15	Vérifiée
Poutre Secondaires (55*30)	Appuis	79.75	19.13	236719.94	6.44	15	Vérifiée
	Travées	52.85	14.51	141103.66	5.43	15	Vérifiée

3. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’près le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Poutres principales : L_{max}=4.89m

$$(1) \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{0.55}{4.89} = 0.112 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 75.21 \text{ KN.m}$$

$$G = 25.41 \text{ KN / m ; } Q = 6.93 \text{ KN/m}$$

$$G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.55 = 4.125 \text{ KN / m}$$

$$G_T = 25.41 + 4.125 = 29.535 \text{ KN / m}$$

$$q_u = G + Q = 29.535 + 6.93 = 36.465 \text{ KN / m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36.465 \times 4.89^2}{8} = 108.99 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.112 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{75.21}{10 \times 108.99} = 0.069 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9.24}{30 \times 49.5} = 0.0062 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires : $L_{\max} = 4.5 \text{ m}$

$$(1) \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{0.55}{4.5} = 0.122 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$M_t = 52.85 \text{ KN.m}$$

$$G = 11.26 \text{ KN / m}; Q = 7.97 \text{ KN / m}$$

$$G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.55 = 4.125 \text{ KN / m}$$

$$G_T = 11.26 + 4.125 = 15.385 \text{ KN / m}$$

$$q_u = G + Q = 15.385 + 7.97 = 23.355 \text{ KN / m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{23.355 \times 4.5^2}{8} = 59.12 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.112 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{52.85}{10 \times 59.12} = 0.089 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.02}{30 \times 49.5} = 0.00405 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5. Vérification des zones nodale :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/2003 (article 7.6.2)** dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et dans les

poteaux ; pour cela il faut vérifier la condition suivante pour chaque sens de l'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers étages pour les bâtiments

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend de :

- ✓ Les dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'acier dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$; $Z = 0.85 \times h$

Tableau V.11 : Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n + M _s (KN.m)
Sous sol et RDC	65X55	55.25	28.64	550.66	550.66	1101.32
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60X50	51.00	24.11	427.90	427.90	855.8
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55X45	46.75	20.04	326.03	326.03	652.06
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50X45	42.50	18.22	269.47	269.47	538.94
7 ^{ème} étage	50X40	42.50	17.27	255.42	255.42	510.84
8 ^{ème} étage	45X40	38.25	15.14	201.53	201.53	403.06

b. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau V.12 : Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Sens	A _s (cm)	Z (cm)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)	1,25 (M _e +M _w)
Sous sol et RDC	X-X	19.88	46.75	323.43	323.43	808.57
	Y-Y	16.66	46.75	271.04	271.04	677.6
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	X-X	16.66	46.75	271.04	271.04	677.6
	Y-Y	18.07	46.75	293.98	293.98	734.95
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	X-X	15.26	46.75	248.26	248.26	620.65
	Y-Y	16.20	46.75	263.56	263.56	527.12
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	X-X	12.63	46.75	205.47	205.47	513.67
	Y-Y	12.63	46.75	205.47	205.47	513.67
7 ^{ème} étage	X-X	10.26	46.75	166.92	166.92	333.84
	Y-Y	10.26	46.75	166.92	166.92	333.84
8 ^{ème} étage	X-X	9.24	46.75	150.32	150.32	300.64
	Y-Y	8.94	46.75	145.44	145.44	290.88

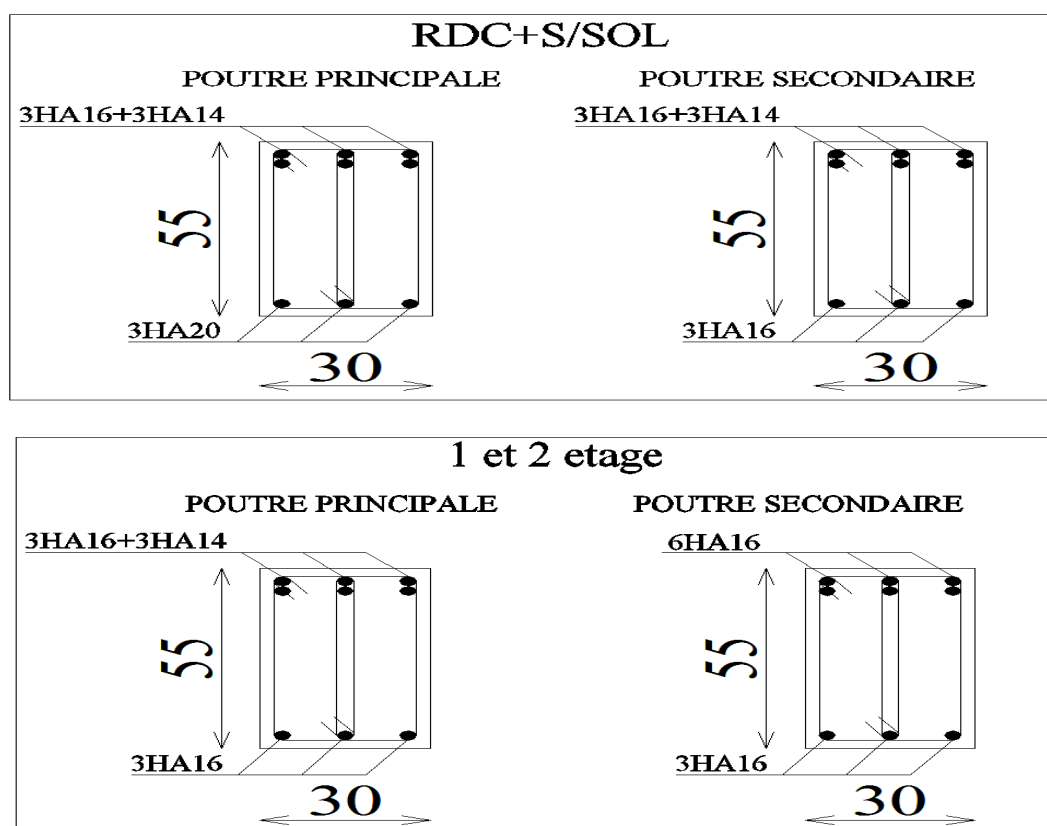
Tableau V.13 : Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

Niveau	Sens	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1,25 (M_e + M_w)$	Vérification
Sous sol et RDC	X-X	1101.32	808.57	Vérifiée
	Y-Y		677.6	
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	X-X	855.8	677.6	Vérifiée
	Y-Y		734.95	
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	X-X	652.06	620.65	Vérifiée
	Y-Y		527.12	
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	X-X	538.94	513.67	Vérifiée
	Y-Y		513.67	
7 ^{ème} étage	X-X	510.84	333.84	Vérifiée
	Y-Y		333.84	
8 ^{ème} étage	X-X	403.06	300.64	Vérifiée
	Y-Y		290.88	

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs au moment résistant dans les poutres avec majoration de 1.25%.

Donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.6. Ferrailage des poutres principales et secondaires :



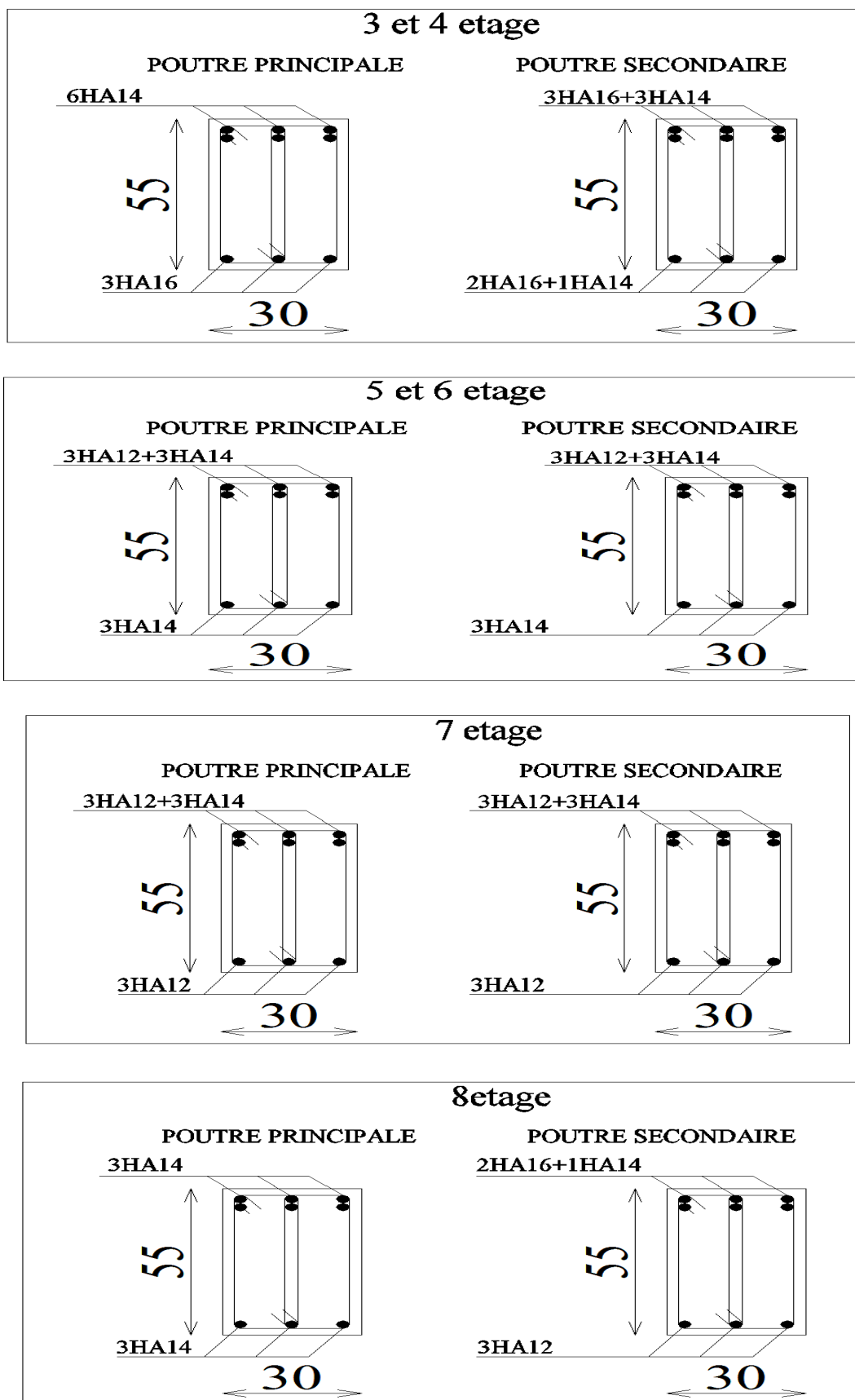


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres

V.3. Etude des voiles :

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchant et des moments fléchissant.

Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée.

On calcul alors trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

V.3.1. Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exige les combinaisons ci-contre

✓ **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

✓ **Etat limite de service :**

$G + Q$

Les voiles pleins en situation durable ou transitoire sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

Le ferrailage se fera en FPN et il sera symétrique à cause du caractère alternatif du séisme.

V.3.2. Recommandations du RPA99.V2003 :**a. Les armatures verticales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposés 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 : $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligatures avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.
- A chaque extrémité des voiles, 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. Les armatures horizontales :

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

✓ Selon le BAEL91 : $A_H \geq \frac{A_V}{4}$

✓ Selon le RPA99 : $A_H \geq 0.15\% \times e \times S_h$

A_V : section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une Longueur de 10ϕ et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

c. Les armatures constructives :

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales

d. Ferrailage minimale :

✓ **Compression simple :**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- $A \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml}$. (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). **BAEL91 [A.8.1.2.1.]**

- $0.2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0.5\%$ (S : section du béton comprimé)

✓ **Traction simple :**

- $A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$ **BAEL91 [A.4.2.1.]**

Selon le **RPA99/V2003** :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art 7.7.4.1 page 61**).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3 page 61**)
- ✓ En zone courante égale à **0.10%**

e. Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

f. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

V.3.3. Vérification :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

❖ **D'après le BAEL :** Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement ;

V.3.4. Ferrailage des voiles:

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- σ_1, σ_2 (KN/m²) : les contraintes de béton.
- L_t (m) : Longueur de la zone tendue.
- N (KN) : Efforts de traction.
- A_s (cm²) : Section d'armature.
- A_{min} (cm²) : Section d'armature minimale.
- A_H (cm²) : Section d'armatures horizontales.

A_t (cm²) : Section d'armatures transversales.

Calcul des armatures minimales dans le voile :

RPA99/version 2003 : $A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 3.3cm^2$

Espacement des barres verticales :

$$S_t \leq \min(1.5e, 30cm) = 30cm$$

On opte: $S_t = 15cm$.

Calcul des armatures horizontales:

$$V = 101.16KN$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{101.16 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.99} = 0.51MPa < \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

Pour $S_t = 20cm^2$ on aura :

$$A_t \geq \frac{\tau \times b \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{0.51 \times 0.2 \times 0.20}{0.8 \times 400} = 0.64cm^2$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{400} = \frac{0.4 \times 0.2 \times 0.2}{400} = 0.40cm^2$$

$$A_t = \max(0.64; 0.4) = 0.64cm^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times S_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

On choisit : 2T8=1.01cm².

On va ferrailer nos voiles selon leurs zones et leurs types :

V.3.5. Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calculs selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **SAP2000.V.14**, et les résultants sont résumés dans le tableau si dessous.

Tableau V.14: Résultats de ferrailage du voile V_x=1.1 m :

Niveau	Sous-sol et RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	1.1 X 0.2	1.1 X 0.2	1.1 X 0.2	1.1 X 0.2
M(KN m)	160.28	140.49	111.44	96.90
N (KN)	330.36	227.03	119.74	69.14
V (KN)	101.16	96.60	82.81	50.82
$A_v^{cal} / \text{face}(\text{cm}^2)$	23.20	20.00	15.70	13.94
$A_{v\min}^{RPA}$	3.3	3.3	3.3	3.3
$N^{Nbr} / \text{face}(\text{cm}^2)$	8HA20	7HA20	8HA16	7HA16
$A_v^{adopt} / \text{face}(\text{cm}^2)$	25.12	21.98	16.07	14.06
S_t (cm)	15	15	15	15
$A_H^{cal} / \text{face}(\text{cm}^2)$	0.64	0.61	0.52	0.44
$A_H^{\min} / \text{face}(\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
N^{Nbr} / face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$A_H^{adopt} / \text{face}(\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.15: Résultats de ferrailage du voile V_y = 0.8 m :

Niveau	Sous-sol et RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	0.8 X 0.2	0.8 X 0.2	0.8 X 0.2	0.8 X 0.2
M(KN m)	128.82	104.67	96.40	50.82
N (KN)	268.37	175.51	136.62	67.40
V (KN)	84.09	70.19	65.17	69.14
$A_v^{cal} / \text{face}(\text{cm}^2)$	25.01	20.85	18.67	11.95
$A_{v\min}^{RPA}$	2.4	2.4	2.4	2.4

$N^{Nbr} / \text{face}(\text{cm}^2)$	8HA20	7HA20	6HA20	6HA16
$A_v^{adopt} / \text{face}(\text{cm}^2)$	25.12	21.98	18.84	12.05
S_t (cm)	10	10	10	10
$A_H^{cal} / \text{face}(\text{cm}^2)$	0.72	0.61	0.56	0.60
$A_H^{min} / \text{face}(\text{cm}^2)$	0.60	0.60	0.60	0.60
N^{Nbr} / face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$A_H^{adopt} / \text{face}(\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20

V.3.6. Exemple d'un schéma de ferrailage des voiles

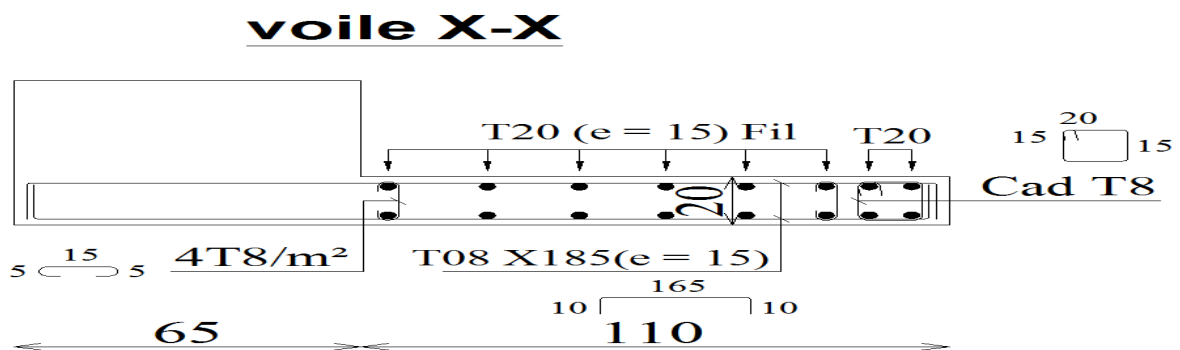


Figure V.4. Ferrailage du voile V'x

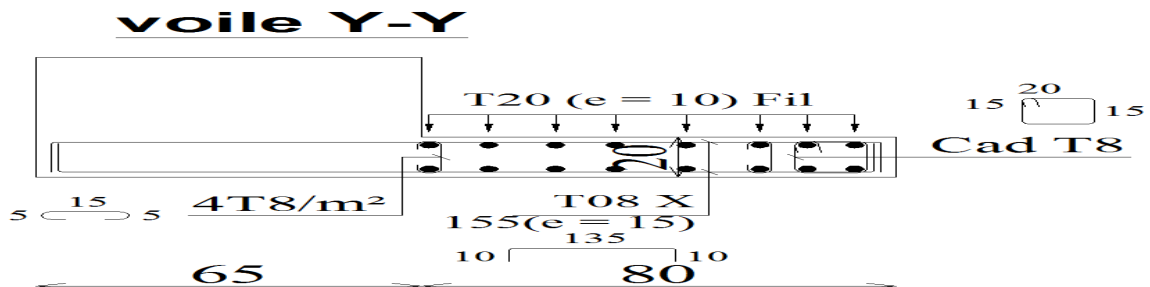


Figure V.5. Ferrailage du voile V'y

V.4. Conclusion :

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage. On utilise généralement pour cela des voiles périphériques qui doivent le ceinturer.

Plusieurs types de fondation existent, et le choix du type à adopter se fait tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.

VI.2. Choix du type des fondations

D'après le **RPA99/V2003 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

A l'aide de ces combinaisons de charges et avec un taux de travail admissible $\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bar}$, on pourra déterminer le système de fondation à adopter.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 1.6 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.5m, du niveau de base. Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.2.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$)

La vérification à faire :

N : l'effort normal transmis par la structure calculée selon les combinaisons ELU ; obtenu par le SAP2000.

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{sol}=1.6 \text{ bar}$.

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{2589.17}{160}$$

$$A \geq 4.022m^2$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entre axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{5297.48}{160 \times 8.95}$$

$$B \geq 3.7m.$$

S_{bat} : surface du bâtiment.

$S_{bat} = 192.43m^2$.

VI.2.3. Radier général :

VI.2.3.1. Définition

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames)

VI.2.3.2. Pré dimensionnement :**a. Condition de coffrage**

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{489}{10} = 48.9 = 49\text{cm}$$

$$\text{Dalle : } h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{489}{20} = 24.45\text{cm}$$

$L_{\max}=4.89\text{m}$ La plus grand portée entre deux éléments porteurs successifs.

b. La condition de rigidité :

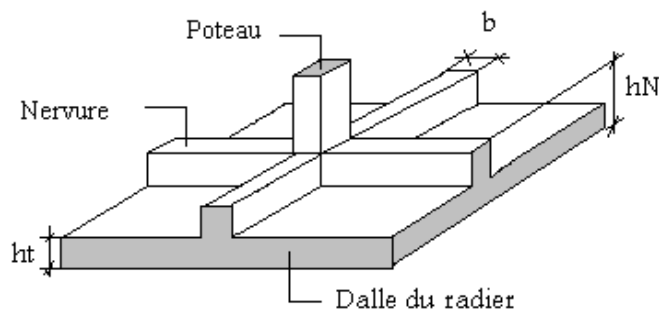
$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164195.12\text{KN} / \text{m}^2$

I : Inertie de la section du radier.



K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 4 \times 10^4 \text{KN}/\text{m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (4.89)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 32164195.12}$$

$$h \geq 0.7 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure $h_n = 75$ cm.

La hauteur de la dalle du radier $h_r = 30$ cm.

c. Calcul de la surface du radier :

$N_{ser} = 26221.22$ KN (charge totale transmise par la superstructure)

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{26221.22}{160} = 163.88 m^2$$

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 192.43 m^2$

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30cm\right) \quad \text{On prend } D = 35cm \text{ et } P = 61.65m$$

Avec :

D : débordement.

P : périmètre de la structure.

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 192.43 + 0.35 \times 61.65 = 214 m^2$$

VI.2.3.3. Les Vérifications nécessaires :

VI.2.3.3.1. Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$$N = 26742.09 \text{ KN.}$$

$$F_s = 1,5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$H = 1,5 \text{ m : la hauteur d'ancrage du bâtiment}$$

$$S_{rad} = 214 m^2 \text{ (surface totale du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN} / m^3$$

$$F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 1.5 \times 1.5 \times 214 \times 10 = 4815 \text{ KN.}$$

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.3.2. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 2738.09 \text{ KN.}$$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) \quad ; \quad A = a + h_r \quad ; \quad B = b + h_r$$

$$A = 65 + 75 = 140 \text{ cm} \quad ; \quad B = 55 + 75 = 130 \text{ cm.}$$

On trouve $U_c = 5.4 \text{ m.}$

$$0.045 \times 5.4 \times 0.75 \times \frac{25}{1.15} = 3961.95 \text{ KN}$$

$N_u = 2738.09 \text{ KN} \leq 3961.95 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

VI.2.3.3.3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m.}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{35950.16 \times 4.89}{2 \times 214} = 410.74 \text{ KN.}$$

$$d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27$$

$$\tau_u = \frac{410.74}{1 \times 0.9 \times 0.3 \times 10^3} = 1.52 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.}$$

La Condition vérifiée donc on n'a pas besoins d'armatures transversales.

VI.2.3.3.4. Vérification des contraintes dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

D'après le programme **AUTOCAD** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 6359.73 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 9.65 \text{ m.}$$

$$I_Y = 45669.60 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 4.86 \text{ m.}$$

$$M_X = 30934.15 \text{ KN.m et } M_Y = 28130.52 \text{ KN.m.}$$

$$N = 35950.16 \text{ KN.}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_X Y_g}{I_X}$$

$$\sigma_1 = \frac{30062.32}{214} + \frac{30934.15 \times 4.86}{6359.73} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{30062.32}{214} - \frac{30934.15 \times 4.86}{6359.73} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.15 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.16 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y X_g}{I_Y}$$

$$\sigma_1 = \frac{30062.32}{214} + \frac{28130 \times 9.65}{45669.6} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{30062.32}{214} - \frac{28130 \times 9.65}{45669.6} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.14MPa < \sigma_{sol} = 0.16MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

VI.2.3.3.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA (article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{M}{N} = \frac{30934.15}{30062.32} = 1.029 < \frac{19.65}{4} = 4.912m \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

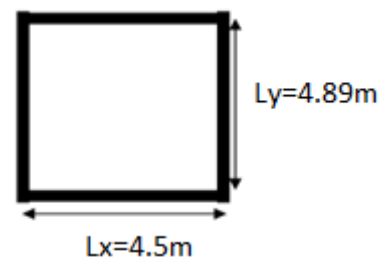
$$\text{Sens Y-Y : } e = \frac{M}{N} = \frac{28130}{30062.32} = 0.935m < \frac{8.95}{4} = 2.237m \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.2.3.4. Ferrailage de radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x=4.89m$ et $l_y=4.5m$.

Soit :



G_0 : le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.30 = 7.5 \text{KN/m}^2.$$

Figure VI.1 dalle sur quatre appuis

a. Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 = \frac{35950.16}{214} + 1.35 \times 7.5 = 178.11 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{ser} = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{26221.22}{214} + 7.5 = 130.03 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 \geq 0.4 \quad \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

b. Ferrailage

1. A l'ELU :

(v=0)

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \quad (\text{Annexe2})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0437 \times 178.11 \times 4.5^2 = 157.61 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.8251 \times 157.61 = 130.04 \text{KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 133.97 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 110.53 \text{KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 78.80 \text{KN.m}$$

2. Vérification à l'ELS :

(v=0.2)

$$\Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \quad (\text{Annexe2})$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0509 \times 130.03 \times 4.5^2 = 134.02 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 117.92 \text{KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 113.92 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 100.23 \text{KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 56.96 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.92) \times 100 \times \frac{30}{2} = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci dessous

Tableau VI.1 : Tableau de Ferrailage du radier.

Localisation		M_t (KN.m)	A calculée (cm^2/m)	A_{\min} (cm^2/m)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2/m)	Choix/ml (cm^2)	S_t (cm)
Travée	x-x	133.97	15.37	2.49	16.07	8HA16=16.07	10
	y-y	110.53	12.50	2.4	13.86	9HA14=13.86	10
Appui		78.80	8.75	2.49	9.2	6HA14=9.24	15

3. Espacement des armatures :

$$\text{Armatures // } L_x : S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

4. Verification à l'ELU

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 274.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{274.48}{1 \times 0.27} = 1.02 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La condition de résistance au cisaillement est vérifiée.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Selon Lx : Mt=113.92 KN.m, A= 16.07cm² , d= 27cm

$$Y=9.25 \text{ cm} , I=102327.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 10.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Selon Ly : Mt=100.23 KN.m, A= 13.86cm² , d= 27cm

$$Y=8.72 \text{ cm} , I=91573.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 9.54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

En appui : Ma= 56.96 KN.m , A= 9.24cm² , d = 27cm

$$Y=7.37 \text{ cm} , I= 66751.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 6.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\text{Selon Lx : } \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 296.41 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{Selon Ly : } \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 300.12 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{En appui : } \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 251.26 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

Condition non vérifiée dans les trois cas.

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

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes

Localisation		M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	113.92	102327.58	9.25	10.29	296.41
	yy	100.23	91573.36	8.72	9.54	300.12
Appui		56.96	66751.54	7.37	6.29	251.26

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on recalcule à l'ELS. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

$$A = \frac{M_{ser}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times d \times \bar{\sigma}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \left(\frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}\right)} \text{ et } \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

En travée :

Sens X-X :

$$\beta = 7.75 \times 10^{-3}, \quad \alpha = 0.39$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times d \times \bar{\sigma}} = \frac{113.92 \times 10^{-3}}{\left(1 - \frac{0.39}{3}\right) \times 0.27 \times 201.63} = 24.05 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes nouvelles.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Choix/ml (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	113.92	24.05	12HA16=24.11	10.80	136665.63	9.00	196.29
	yy	100.23	21.00	11HA16=22.11	10.27	124273.15	8.28	165.24
Appui		57.59	11.80	8HA14=12.32	8.16	59005.36	7.96	132.87

5. Schéma de ferrailage du radier :

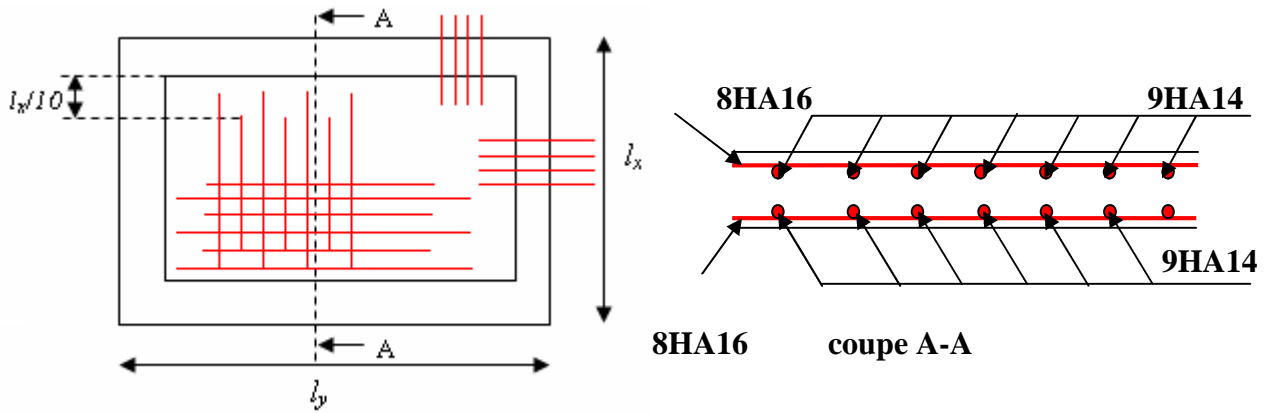


Figure VI.1: Schéma de ferrailage du radier.

VI.2.3.5. Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur et 0.35m de largeur soumise à la flexion simple.

On a :

$$\begin{cases} q_u = 178.11 \frac{KN}{m^2} \\ q_s = 130.03 \frac{KN}{m^2} \end{cases}$$

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} = 10.91 KN.m$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{10.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$A = \frac{M_u}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.012$$

$$z = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.269m$$

$$A = \frac{10.91 \times 10^{-3}}{348 \times 0.269} = 1.165 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.27 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend

Se qui fait :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes.

M_U (KN.m)	μ	α	Z(m)	$A_{\text{calculée}}$ (cm ² /m)	A_{\min} (cm ² /m)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /m)
10.91	0.010	0.012	0.269	1.165	3.26	3HA14=4.62

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_u = q_U \times l = 62.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62.34}{1 \times 0.27} = 0.23 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La condition de résistance au cisaillement est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = q_s \frac{l^2}{2} = 7.96 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Selon Lx :

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 296.41 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes

M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
7.96	4.62	37578.94	5.46	1.16	68.44	15	201.63

On déduit que les contraintes sont vérifiées.

VI.2.3.6. Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

a. Distribution des charges

Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Charges triangulaires :

$$\text{Moment: } p_m = \frac{2}{3} * p * l_x$$

$$\text{Effort tranchant: } p_v = \frac{1}{2} * p * l_x$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

b. Calcul des sollicitations :

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour calculer les efforts (M, T) on utilise le logiciel **SAP**.

Avec : $h_{\text{radier}} = 0,30\text{m}$

Sens transversal (XX) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous

Tableau VI.6 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

Localisation	Travée	Appuis
M_U (KN.m)	511.72	1023.44
M_S (KN.m)	374.05	748.11

Sens longitudinal (YY) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.7 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	Travée	Appuis
M_U (KN.m)	648.10	1346.05
M_S (KN.m)	473.61	983.66

c. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=1.05 \text{ m}$$

$$h_0=0.3\text{m}$$

$$b_0=0.70\text{m}$$

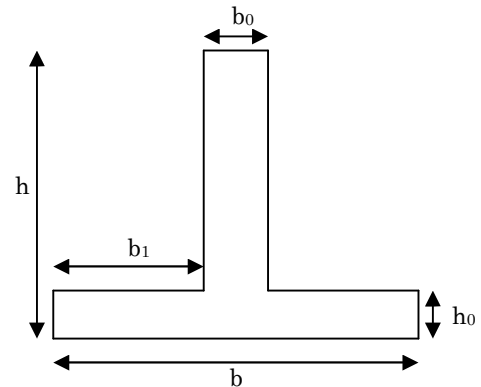
$$d=1\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.45; 2.445)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.45\text{m}$$

On prend $b_1=40\text{cm}$.

$$\text{Donc : } b=2b_1+b_0=1.5\text{m.}$$

**Figure VI.2 : Section à ferrailée**

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	$A_{adopté}$ (cm^2)
X-X	Travée	511.72	15.12	8.42	5HA20	15.70
	Appui	1023.44	31.18	8.42	10HA20	31.40
Y-Y	Travée	648.10	19.31	8.42	7HA20	21.98
	Appui	1346.05	41.86	8.42	14HA20	43.96

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens XX	1255.75	1.79	Vérifiée
Sens YY	1794.73	1.19	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

	Sens	M _S (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	374.05	16.22	5.32	15	136,62	201,63	vérifiée
Appui	X-X	748.11	20.43	7.98	15	170.76	201.63	vérifiée
Travée	Y-Y	473.61	17.44	6.53	15	157,49	201,63	vérifiée
Appui	Y-Y	983.66	24.56	9.70	15	196,24	201.63	vérifiée

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(30;70;20)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

✓ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(26.25; 12)cm$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12cm$$

Soit $S_t = 10cm$

Pour les armatures longitudinales et transversales, on opte pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivantes :

4T12 servant des armatures de peaux avec cadre 1T10 avec $S_t = 10cm$

Exemple de ferrailage des nervures

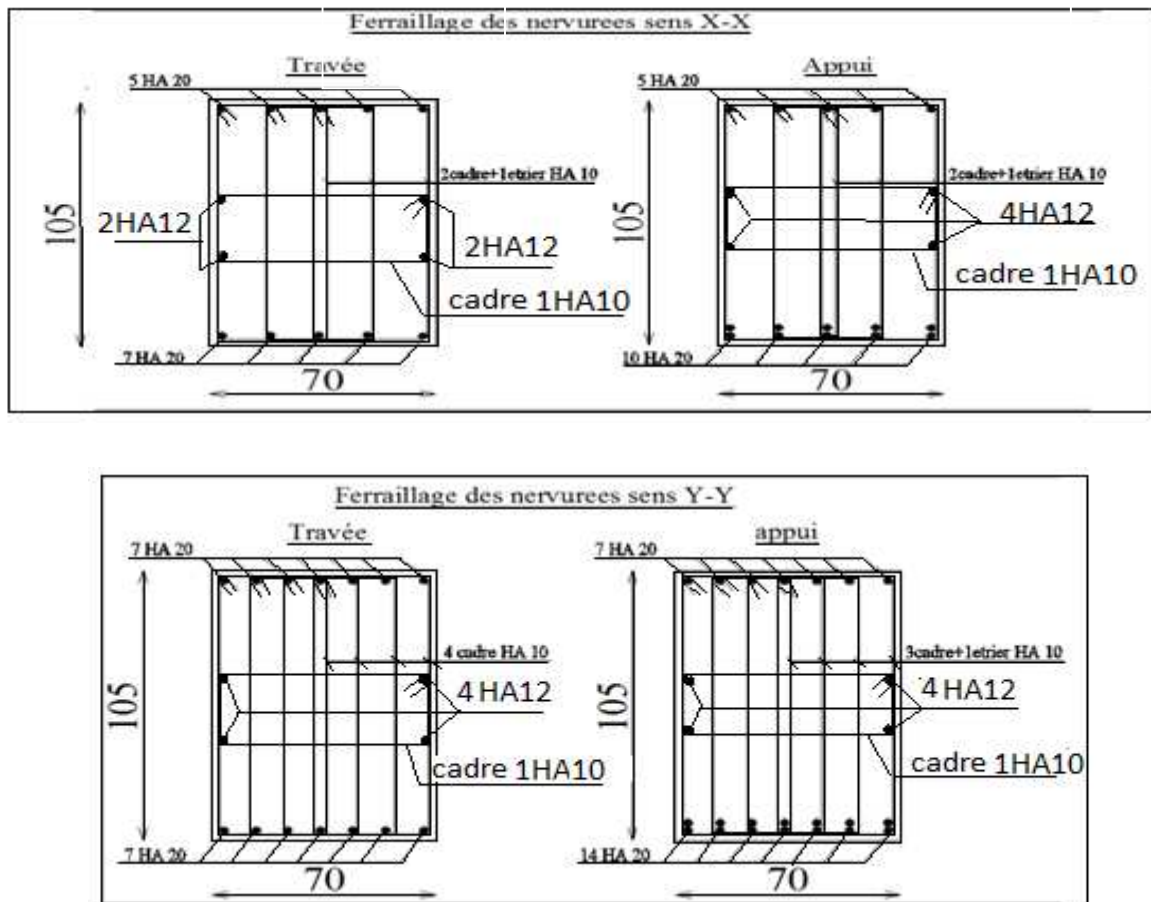


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la nervure sens xx et yy

VI.3. Etude de voile périphérique

VI.3.1. Introduction

Selon le RPA les conditions minimales que doivent satisfaire les voiles périphériques sont :

- ✓ Epaisseur $e=20$ cm.
- ✓ On doit disposer deux nappes d'armatures symétriquement.
- ✓ La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.

Dans notre cas on adoptera des voiles périphériques de $e=20$ cm (on considère l'épaisseur des voiles de contreventement) reliée à la fondation formant ainsi un caisson rigide.

VI.3.2. Caractéristiques du voile périphérique

- ✓ Hauteur : $h=3.06$ m.
- ✓ Longueur : $L=4.89$ m.
- ✓ Épaisseur : $e=20$ cm.

VI.3.3. Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma_h = 21 \text{KN/m}^2$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 51.06^\circ$
- ✓ La cohésion : $C = 0.41 \text{bar}$

VI.3.4. Méthode de calcul

Le voile périphérique est considéré comme un panneau dalle encastré en chaque coté, le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q=10 \text{KN/m}^2$

γ : Poids spécifique du sol $\gamma=20 \text{KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi=25^\circ$

K_a =Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.40$

$K'_a = K_a = \frac{K_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.40$

➤ Sollicitations

a. La poussée des terres :

A la base du rideau : la pression $P_1 = A \times \gamma \times h$

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot-Kérisel**.

$$A = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.1249$$

$$P_1 = 0.1249 \times 21 \times 3.06 = 8.03 \text{KN/m}^2$$

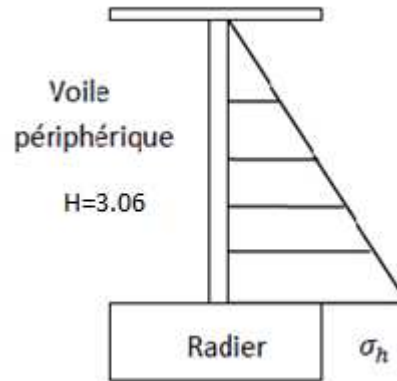


Figure VI.5 : Schéma statique de voile périphérique

b. Surcharge accidentelle :

$$q=10\text{KN/m}^2$$

$$P_2 = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 10 \times 0.1249 = 1.25\text{KN} / m^2$$

VI.3.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y=4.89\text{m}$ et comme hauteur $l_x=3.06\text{m}$. Ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.91}{4.5} = 0.62 > 0.4 \quad ; \text{ La dalle travaille dans deux sens et on aura donc :}$$

- Selon la petite portée x : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Selon la grande portée y : $M_y = \mu_y \times M_x$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients donnés en fonction de α et de l'état limite considéré. On va considérer l'ELU on a donc :

$$\mu_x=0.0794 \text{ et } \mu_y=0.3205$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$P_u=1.35*P_1+1.5*P_2=11.00\text{KN/m.}$$

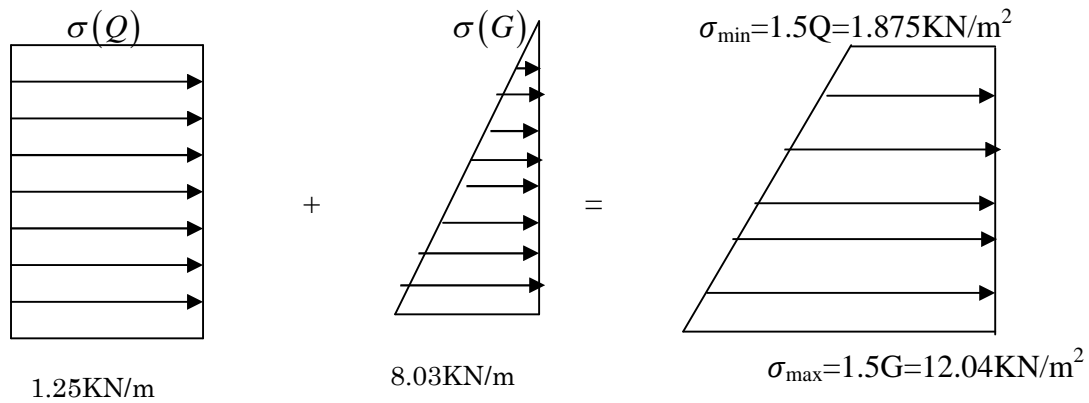


Figure VI.3 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 9.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_m * 1 \text{ ml} = 9.5 \text{ kN/m.}$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0794 * 9.5 * (3.06)^2 = 7.06 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2.26 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.00 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 1.92 \text{ kN.m}$$

Moment en appui :

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 3.00 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 0.96 \text{ kN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 Résultat de ferrailage de voile périphérique

Localisation		M _t (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adoptée} (cm ² /m)	Choix/ml (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	6.00	0.96	2	3.14	4HA10	25
	y-y	1.92	0.31	2	3.14	4HA10	25
Appui	x-x	3.00	0.48	2	3.14	4HA10	25
	y-y	0.96	0.15	2	3.14	4AH10	25

➤ **Espacements :**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(3 \times h; 33cm) = 33cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(4 \times h; 45cm) = 45cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

Vérifications :

➤ **AI' ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.17cm^2.$$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

$A_u > A_{min}$ Condition vérifiée.

✓ **Effort tranchant :**

$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa$ (Fissuration nuisible)

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{9.5 \times 4.89}{2} = 23.23KN.$$

$$\tau_u = \frac{23.23}{1 \times 0.18} = 0.13MPa < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

➤ **à l'ELS :**

$$\mu_x=0.0844 ; \mu_y=0.4892$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 8.03 = 8.03 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 1.25 = 1.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 8.03 + 1.25}{4} = 6.33 \text{ KN} / \text{m}^2 ..$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 6.33 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L^2 = 0.0844 \cdot 6.33 \cdot (3.06)^2 = 5.00 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2.45 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.12 : Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

Sens	En travée (*0.85) [KN.m]	En appui (*0.5) [KN.m]
Suivant x	4.25	2.5
Suivant y	2.08	1.22

Vérification :

✓ Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}.$$

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observer
travée	x-x	4.25	3.67	$1.132 \cdot 10^{-4}$	1.37	80.70	vérifier
	y-y	2.08	3.67	$1.132 \cdot 10^{-4}$	0.67	39.49	vérifier
Appui	x-x	2.5	3.67	$1.132 \cdot 10^{-4}$	0.81	49.47	vérifier
	y-y	1.22	3.67	$1.132 \cdot 10^{-4}$	0.39	23.16	vérifier

V.3.6. Exemple de ferrailage de voile périphérique :

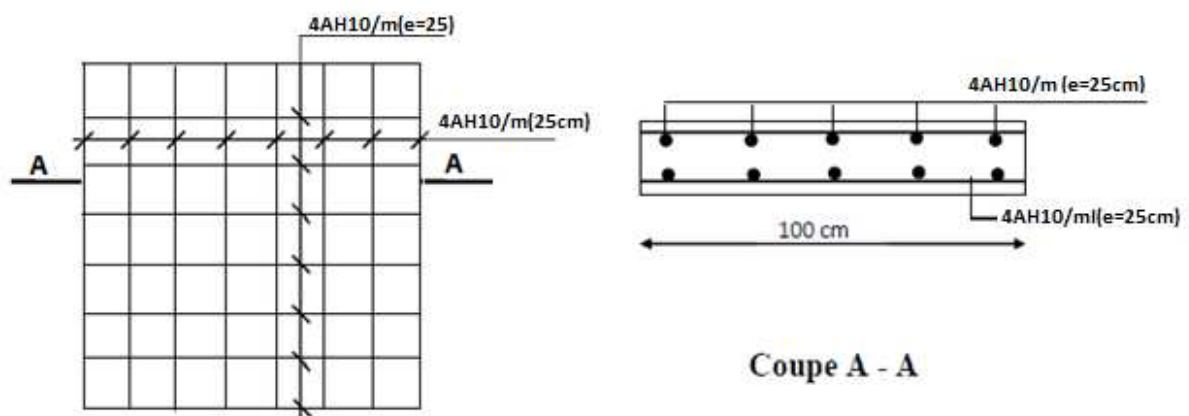


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion Générale

D'une manière générale, ou dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire.

On ne saurait prétendre que cette étude nous met hors de portée de toutes difficultés de la Génie civil, mais il n'en demeure pas moins qu'elle nous a permis d'élargir le champ de nos connaissances.

Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurité, technique et économique.

Avant de clore notre mémoire, nous tenons sincèrement à témoigner notre gratitude à tous ceux qui - pour la préparation de ce projet - ont bien voulu nous apporter leurs aides et conseils.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règles BAEL 91 modifiées 99 (Édition Eyrolles deuxième édition 2000)
- Règles Parasismique Algériennes (Edition CGS RPA99/VERSION 2003)
- DTR B.C.2.2. : charges permanentes et charges d'exploitation (Edition CGS Octobre 1988)
- DTR B.C 2.331 : Règles de calcul des fondations profondes (Edition OPU)
- Règles de conception de calcul des structures en béton armée (CBA 93) Edition CGS Décembre 1993)

Logiciels utilisés :

- Auto CAD 2013
- SAP 2000/Version 14
- SOCOTEC
- Spectre de calcul

Document consultés :

- Mémoires de fin d'étude
- Note de cours.

Annexes

Annexe 1 :

Sections réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Annexe 2 :

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 3 :

Caractéristiques générales

Eclairage	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter le table T31)	Alarmerie	collective, descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance min entre niveaux	255 cm		

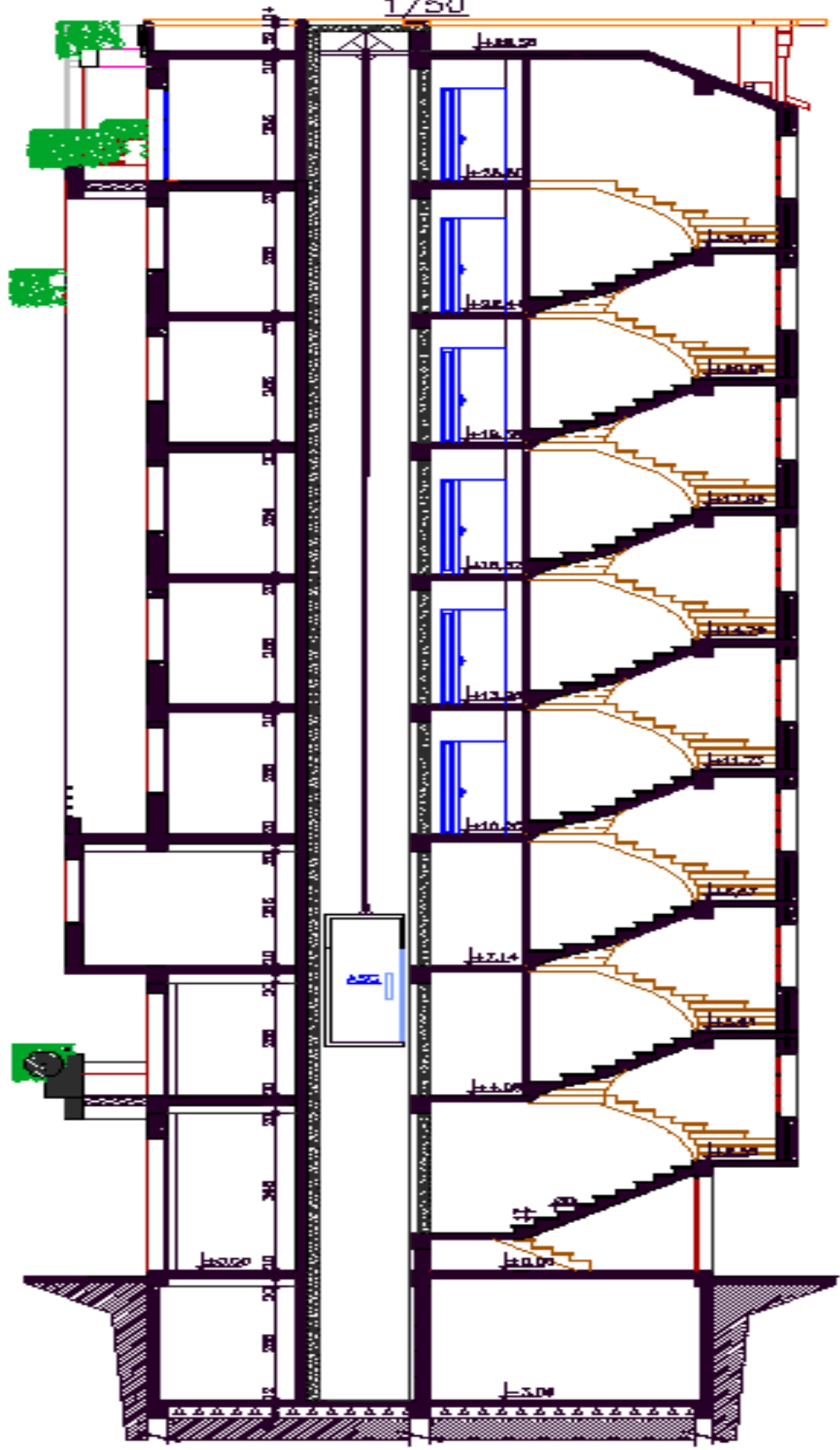
Hauteur sous dalle (2)	HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée en kVA	Réaction maxi en daN		
		largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
						In	Id	In	Id				
355	380	180	360	200	120 x 100	36	84	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	520	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
500	540	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	38000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	14000	3000
540	540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	540	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000

Symbole attribué par le Comité National de Lutte contre le Handicap (CNLH) à la Fédération Française des Sociétés d'Ascenseurs (FFSA) n° 0011. Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et à la norme EN 81-1.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler cabinet.

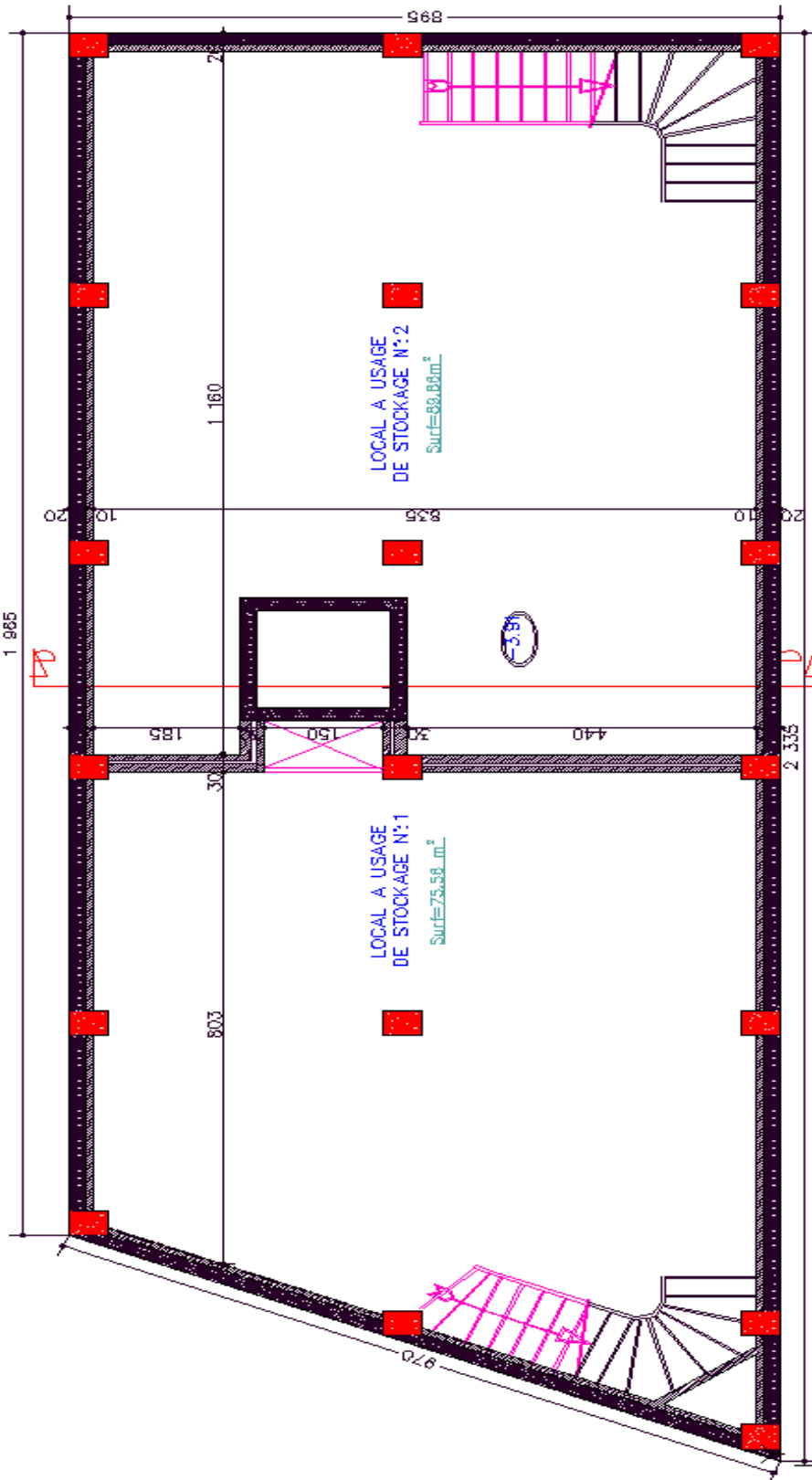
Plans

COUPE D-D Ech :
1/50



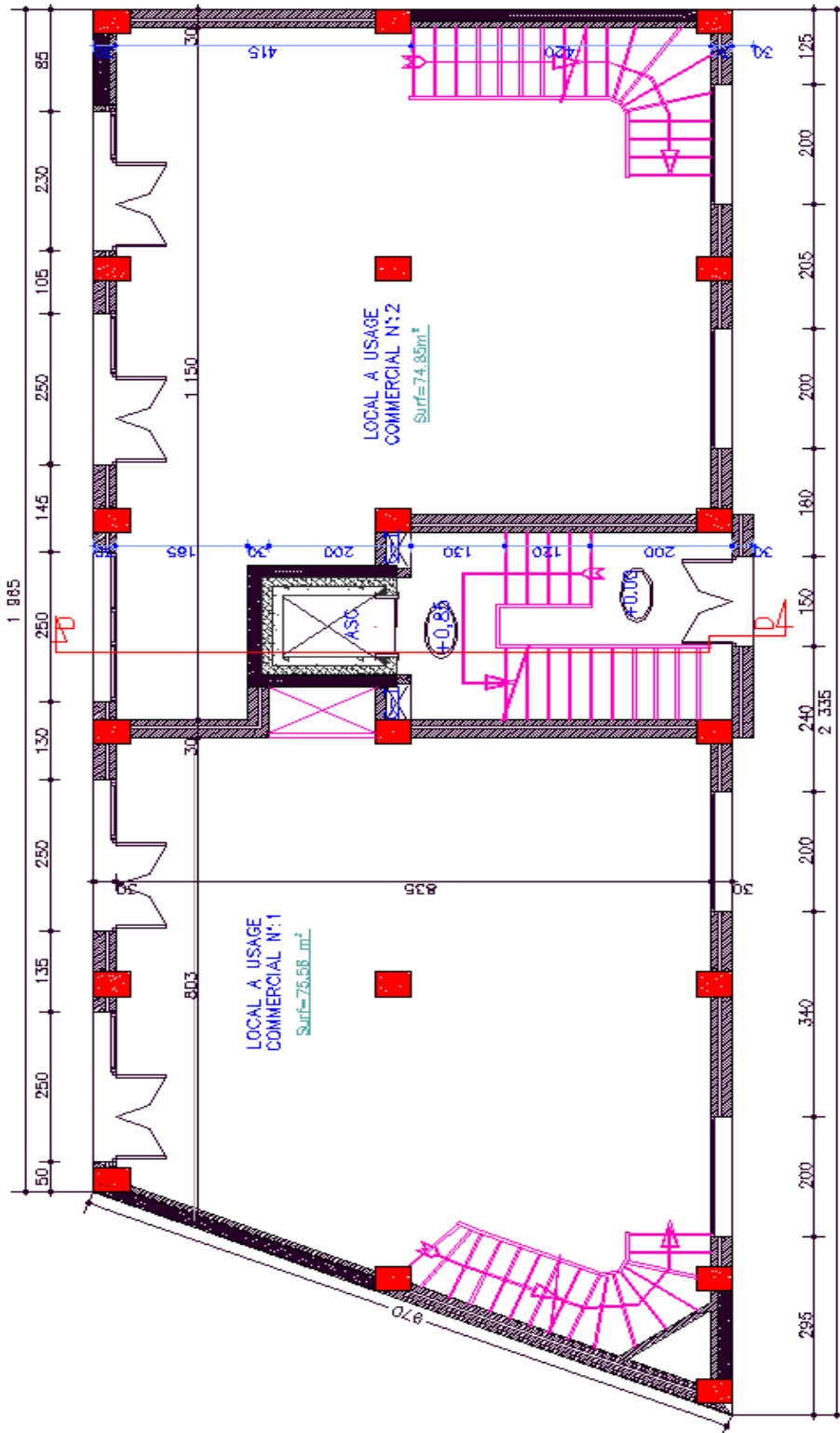
COUP D-D

PLAN SOUS/SOL Ech : 1/50



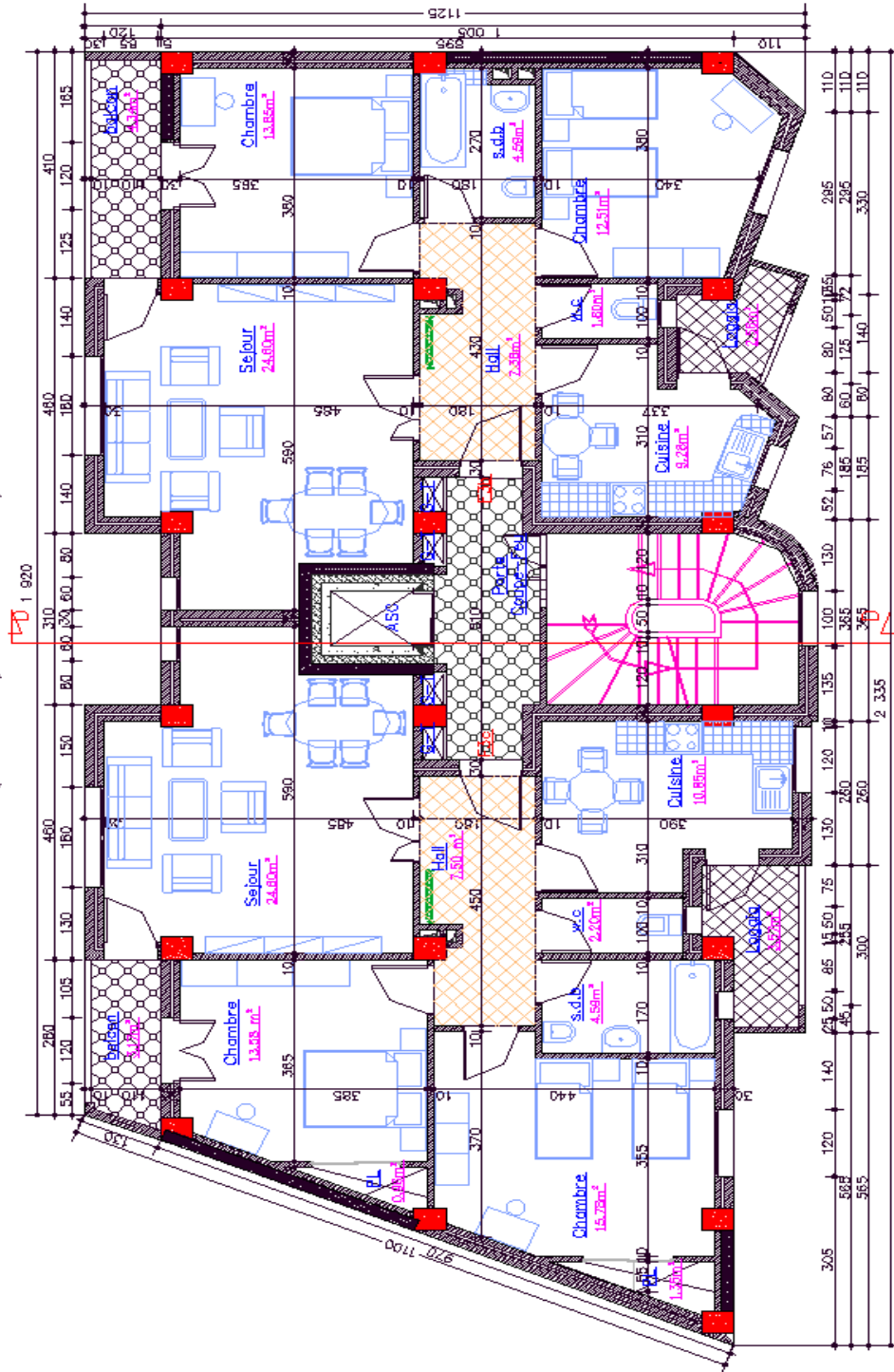
PLAN SOUS-SOL

PLAN R.D.C Ech 1/50



PLAN R.D.C

PLAN D'ETAGE COURANT
(4,5,6,7) Ech : 1/50



PLAN ETAGE 04 à 07

