



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

Mémoire de fin d'études

Master 2

Option : structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+9+sous-sol à usage
d'habitation contreventé par un système mixte

Présenté par :

ZOUGAB KAMEL
BELABED BILLAL

Encadré par :

Mr M.BOUZEROURA

Membres de jury :

Mme :
CHIKH AMER
Mme :
DJEROUD

Remerciements

Grâce à DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos chers parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promoteur **Mr : M.BOUZEROURA** de nous avoir guidé dans notre travail et pour leur patience.*

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*À mes parents qui ont toujours été présents pour me soutenir
, me conseiller se sacrifier pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce
stade d'éducation,*

Je dédie aussi à

À ma très chère sœur : ghania

À mes adorables neveu : amir maria rayane

À mon frère : nabil

À mes très chers oncles Tanyes , cousines et cousins

*À tous mes amis ; taïer bissal samir daoud salim yacine
djimy dady massi mouhend nassira fatima nassima lydia sonia e*

*À mon cher binôme et ami bissal avec lequel j'ai passé un
bon moment tout au long de ce travail je te souhaite tout le
bonheur de monde .*

kamel

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*À mes parents qui ont toujours été présents pour me soutenir
, me conseille se sacrifie pour moi et m' avoir permis d' arrive a ce
stade d' éducation,*

Je dédie aussi a

À mes très chères sœur : souad samira kafia rahima

À mes adorable neveu : asma ratil nihad nafisa abouch

À mes frère : fouaz salim

*À tous mes amis ; taher bissal samir dacoud salim yacine yanis
hamza mouhend nassira fatima nassima lydia sonia en
particulier nadjet sofiane abdou*

*À mon cher binôme et ami kamel avec lequel j'ai passe un bon
moment tout au long de ce travail je te souhaite tout le bonheur
de monde .*

Bissal

Sommaire

I.1.	Introduction :.....	2
I.2.	Présentation de l'ouvrage :	2
I.3.	Données de site :	2
I.4.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....	2
I.5.	Les règlements et les normes utilisés :	2
I.6.	Description structurale :.....	3
I.7.	Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	3
I.7.1.	Le béton :.....	3
I.7.2.	Résistance et caractéristique de L'acier :.....	5
I.8.	Les actions et sollicitations :.....	6
I.8.1.	Actions :.....	6
I.8.2.	Sollicitations :	7
I.8.3.	Différentes combinaisons d'action données par le RPA :.....	7
I.9.	Conclusion :	7
Chapitre II	Pré dimensionnement des éléments.....	8
II.1.	Introduction :.....	7
II.2.	Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	7
II.2.1.	Les planchers :	7
II.2.2.	Dalle pleines :.....	11
II.2.3.	Les escaliers:.....	12
II.2.4.	L'ascenseur :.....	15
II.2.5.	L'acrotère:.....	16
II.3.	Pré dimensionnement des éléments structuraux :	17
II.3.1.	Les voiles:.....	17
II.3.2.	Les poutres :.....	17
II.3.3.	Les poteaux :.....	18
II.3.4.	Descente charge :	19
II.3.5.	Vérification du poteau :.....	23
II.4.	Conclusion :	25
II.5.	Etude des planchers :.....	26
II.5.1.	Disposition des poutrelles :.....	26
II.5.2.	Méthode de calcul des poutrelles :	28
II.5.3.	Conditions d'application de La méthode forfaitaire :	28
II.5.4.	Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :	31

II.5.5.	Calcul des sollicitations :.....	31
II.5.6.	Les sollicitations pour chaque type de poutrelle:.....	33
II.5.7.	Ferraillage des poutrelles:.....	33
II.5.8.	Etude de la dalle de compression:.....	43
II.6.	Etudes des dalles pleines :.....	44
II.7.	Etude des escaliers:.....	50
II.7.1.	Escalier à deux volées type 01 :.....	50
II.8.	Etude de la poutre palière :.....	54
II.9.	Etude de l'acrotère:.....	57
II.10.	Etude de l'ascenseur:.....	62
II.10.1.	Définition:.....	62
II.10.2.	Etude de la dalle de l'ascenseur :.....	63
II.10.3.	Schéma de ferraillage :.....	69
II.11.	Poutre de chaînage :.....	70
II.12.	Conclusion :.....	72
III.1.	Introduction :.....	74
III.2.	Objectifs et exigences :.....	74
III.3.	Méthodes de calcul :.....	74
III.3.1.	Méthode statique équivalente:.....	74
III.3.2.	Méthode dynamique modale spectrale :.....	77
III.4.	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:.....	78
III.4.1.	Disposition des voiles de contreventement:.....	78
III.4.2.	Mode de vibration et taux de participation des masses :.....	78
III.4.3.	Analyse du comportement de la structure :.....	79
III.4.4.	Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	80
III.4.5.	Justification de l'interaction voile-portique :.....	80
III.4.6.	Vérification de l'effort normal réduit :.....	82
III.4.7.	Vérification des déplacements:.....	83
III.4.8.	Vérification de l'effet P-Delta:.....	84
III.5.	Conclusion :.....	86
Chapitre IV	Etude des éléments structuraux.....	87
IV.1.	Etude des poutres :.....	87
IV.1.1.	Introduction:.....	87
IV.1.2.	Calcul du ferraillage :.....	88
IV.1.3.	Vérification à l'ELU :.....	90
IV.1.4.	Vérification à l'ELS:.....	91

IV.2.	Etude des poteaux :	93
IV.2.1.	Introduction :	93
IV.2.2.	Recommandations du RPA99/2003 :	94
IV.2.3.	Les sollicitations dans les poteaux :	96
IV.2.4.	Ferraillage :	97
IV.2.5.	Vérifications :	98
IV.3.	Étude des voiles :	104
IV.3.1.	Introduction:	104
IV.3.2.	Recommandations du RPA :	105
IV.3.3.	Ferraillage :	106
	Exemple de calcul.....	107
IV.3.4.	Schéma de ferraillage :	111
IV.4.	Conclusion :	111
Chapitre V	Etude d'infrastructure	112
V.1.	Introduction :	112
V.2.	Choix du type de fondations :	112
V.3.	Etude des fondations :	112
V.3.1.	Vérification des semelles isolées :	112
V.3.2.	Radier général :	113
V.3.3.	Ferraillage des nervures :	121
V.4.	Voile périphérique :	127
V.4.1.	Introduction :	127
V.4.2.	Dimensionnement des voiles périphériques :	127
V.4.3.	Caractéristiques du sol :	127
V.4.4.	Evaluation des charges et surcharges:	127
V.4.5.	Ferraillage du voile périphérique:	128
V.5.	Conclusion :	131

➤ **Liste des figures:**

Figure II 1. Plancher à corps creux.....	8
Figure II 2. Plan de l'étage courant.	8
Figure II 3. Schéma d'une poutrelle.	9
Figure II 4 Schéma d'un escalier.....	12
Figure II 5.Schéma de l'escalier à deux volées.	13
Figure II 6 Schéma de l'ascenseur.	16
Figure II 7 Schéma de l'acrotère.....	16
Figure II 8 Surface afférente du poteau RDC.....	20
Figure II 9 Surface afférente du poteau étage courant.....	20
Figure II 11. Schéma de disposition des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	26
Figure II 10 Schéma de disposition des poutrelles du plancher étage courant + RDC.	26
Figure II 12.Schéma de disposition des poutrelles du plancher terrasse accessible.....	27
Figure II 13. Evaluation des efforts tranchants.	30
Figure II 14. Schéma de la poutrelle de Type 3.	31
Figure II 15. Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant +RDC.....	42
Figure II 16. Schémas de ferrailage des poutrelles de la terrasse accessible.....	43
Figure II 17 . Schémas de ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible.....	43
Figure II 18. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	44
Figure II 19Panneau sur 03 appuis (D2).....	11
Figure II 20Panneau sur 02 appuis (D1).....	11
Figure II 21. Panneau sur 04 appuis (D3).....	11
Figure II 22. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 1.	49
Figure II 23. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.....	50
Figure II 24 Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.....	50

Figure II 25 Escalier à deux volées type 01	51
Figure II 26. Schéma statique de l'escalier à deux volées	51
Figure II 27. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées.....	54
Figure II 28. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	57
Figure II 29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	62
Figure II 30. Schéma de l'ascenseur.....	63
Figure II 31. Schéma de ferrailage de l'ascenseur	69
Figure II 32 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	72
Figure III 1 Disposition des voiles	78
Figure III 2. Les trois premiers modes de déformation.	79
Figure IV 1. Schéma de la zone nodale.	101
Figure IV 2 Schémas des contraintes.	107
Figure IV 3 Zone tendue et courante dans les voiles.....	108
Figure IV 4 Exemple de ferrailage du voile Vx5 du sous-sol.....	111
Figure V 1. Schéma de ferrailage du radier.	121
Figure V 2. Section de la nervure à ferrailer.....	124
Figure V 3. Schémas de ferrailages des nervures selon les deux sens	126
Figure V 4. Dimensionnement du voile.....	127
Figure V 5 Répartition des contraintes sur le voile.	128
Figure V 6. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	131

➤ **Liste des tableaux :**

Tableau II.1 Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.	9
Tableau II 2 Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible.	10
Tableau II 3 Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant et RDC.	10
Tableau II 4 Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines.....	11
Tableau II 5. Evaluation des charges et surcharges du palier.	14
Tableau II 6. Evaluation des charges et surcharges des volées.....	14
Tableau II 7. Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur.....	16
Tableau II 8. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.	17
Tableau II 9. Evaluation des poids propre des poteaux.	19
Tableau II 10. Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau P2.	21
Tableau II 11. Descente de charge du poteau P2.	21
Tableau II 12. Vérification des poteaux à la compression simple.	23
Tableau II 13. Vérification des poteaux au flambement.....	25
Tableau II 14 Section adoptée pour les poutres et les poteaux.	25
Tableau II 15 Les Différents types de poutrelles	27
Tableau II 16. Charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	31
Tableau II 17. Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes. ...	33
Tableau II 18. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.	33
Tableau II 19. Résumé des ferrailages des poutrelles après vérification des flèches.....	42
Tableau II 20. Déférant panneau des dalles pleines	11
Tableau II 21. Ferrailage de dalle sur deux appuis.	46
Tableau II 22. Ferrailage de dalle sur deux appuis.	49
Tableau II 23. Vérification des contraintes de compression du béton	50
Tableau II 24. Combinaison de charges de l'escalier à deux volées.	51

Tableau II 25. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS	52
Tableau II 26. Ferrailage à l'ELU :	52
Tableau II 27. Vérification de l'état limite de compression du béton.	53
Tableau II 28. Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS.	55
Tableau II 29. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	55
Tableau II 30. Ferrailage transversale de la poutre palière à la flexion et à la torsion.	57
Tableau II 31. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.	57
Tableau II 32. Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.	58
Tableau II 33. Evaluation des charges et surcharges :	63
Tableau II 34. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	64
Tableau II 35. Vérification de la section d'acier.	64
Tableau II 36. Vérification de l'effort tranchant	64
Tableau II 37. Calcul des ferrailages.	67
Tableau II 38. Vérification de la section d'acier.	67
Tableau II 39. Vérification de l'état limite de compression du béton.	69
Tableau II 40. Ferrailage de la poutre de chaînage.	70
Tableau II 41. Vérification de l'état limite de compression du béton.	71
Tableau II 42. Vérification de la flèche.	71
Tableau III 1. Valeurs des pénalités P_q	75
Tableau III 2. Mode de vibration et taux de participation des masses.	78
Tableau III 3. Vérification de la résultante des forces sismiques :	80
Tableau III 4. Vérification de la résultante des forces sismiques après augmentation des paramètres.	80
Tableau III 5. Interactions sous charges verticales.	81
Tableau III 6. Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)	81
Tableau III 7. Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)	82
Tableau III 8. Vérification de l'effort normal réduit.	83
Tableau III 9. Vérification des déplacements relatifs (x-x)	84
Tableau III 10. Vérification des déplacements relatifs (y-y)	84
Tableau III 11. Vérification des effets $P-\Delta(x-x)$	85
Tableau III 12. Vérification des effets $P-\Delta(y-y)$	86
Tableau IV 1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	89
Tableau IV 2. Vérification des contraintes tangentielles.	90

Tableau IV 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	91
Tableau IV 4. Vérification de l'état limite de compression du béton.	91
Tableau IV 5. Vérification de la flèche pour les poutres.	92
Tableau IV 6. Schémas de ferrailage des poutres.	92
Tableau IV 7. Sollicitations dans les poteaux.	96
Tableau IV 8. Ferrailage longitudinale des poteaux.	97
Tableau IV 9. Armatures transversales dans les poteaux.	97
Tableau IV 10. : Vérification du flambement pour les poteaux.	98
Tableau IV 11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	100
Tableau IV 12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.	101
Tableau IV 13. Les moments résistants dans les poteaux.	102
Tableau IV 14. Les moments résistants dans les poutres.	102
Tableau IV 15. Vérification de la zone nodale.	102
Tableau IV 16. Schémas de ferrailage des poteaux.	103
Tableau IV 17. Résultats du ferrailage des sous-sol + RDC.	109
Tableau IV 18. Résultats du ferrailage d'étage courant.	110
Tableau V 1. Section des armatures du radier.	118
Tableau V 2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	120
Tableau V 3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.	120
Tableau V 4. Sollicitations de la nervure (sens X-X).....	123
Tableau V 5. Sollicitations maximales (sens X-X).....	123
Tableau V 6. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y).....	124
Tableau V 7. Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	124
Tableau V 8. Tableau De ferrailage des nervures.....	124
Tableau V 9. Vérification des contraintes dans les nervures.....	125
Tableau V 10. Ferrailage et vérification des nervures.....	125
Tableau V 11. Les sollicitations dans le voile périphérique.....	128
Tableau V 12. Ferrailage du voile périphérique.....	129
Tableau V 13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.	129
Tableau V 14. Vérification de limite de compression dans le béton.....	130
Tableau V 15. Ferrailage et vérification du voile périphérique.....	130

Introduction générale

Le domaine de construction est très vaste, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés pour les structures selon les besoins et les capacités de ces dernières. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tels que le béton armé, le béton de précontrainte, l'acier et le bois.

Cependant si le métier de la construction est considéré comme vaste et ancien, il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale des structures pour les protéger d'éventuels séismes, ces derniers sont justement l'élément de réflexion avant une conception pour tout ingénieur de génie civil, il est à noter que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est représentée comme étant une région à forte activité sismique.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter au moins ces trois buts :

- ✓ Un maximum de sécurité ou autrement dit assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ L'économie : une mise en place planifiée des diminutions des coûts du projet (les dépenses).
- ✓ L'esthétique.

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

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage habitation, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer confort et sécurité, nous avons utilisé le « règlement parasismique algérien RPA99 » Version 2003.

Notre étude est divisée en Cinq chapitres :

- ✓ Hypothèses de calcul et présentation de l'ouvrage (généralités).
- ✓ Pré dimensionnement calcul des éléments secondaire .
- ✓ Etude sismique de l'ouvrage (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul etabs 20016 structural analysis Professional).
- ✓ Etude des éléments structuraux.
- ✓ Etude de l'infrastructure.

Chapitre I

Généralités.

I.1. Introduction :

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 version 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+9+sous-sol, destiné à usage d'habitation avec parking (sous-sol), implanté à la ville de Bejaia, qui présente une sismicité moyenne (zone IIa) d'après la classification sismique des wilayas et des communes d'Algérie (classification 2003).

I.3. Données de site :

- Le sol de notre site est constitué d'alluvions anciennes ainsi que des limons marneux à des marnes en profondeur. Des pierres, galets et blocs calcaires sont abondants dans le terrain.
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 1.45 \text{ bar}$, pour un ancrage minimal des fondations : $D = 3.4 \text{ m}$.
- La cohésion $C = 0,1 \text{ bar}$
- La densité humide $\gamma_h = 20,6 \text{ KN/m}^3$

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment : 34.36 m
- Hauteur du RDC : 3.5 m
- Hauteur du sous-sol : 4.95 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.24 m
- Largeur totale du bâtiment : 20.58 m
- Longueur totale du bâtiment : 21.3 m

I.5. Les règlements et les normes utilisés :

- BAEL 91
- CBA 93

- RPA 99 version 2003
- Les différents DTR

I.6. Description structurale :

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

L'acrotère c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède d'un seul types d'escalier (escalier à deux voles).

Les façades et les cloisons des murs extérieurs seront réalisées en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto-stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone IIa), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

I.7. Caractéristiques mécanique des matériaux :

I.7.1. Le béton :

Le béton choisi de classe C25/30, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.7.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

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

- Pour : $j \leq 28$ jours

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \right] f_{c28} \text{ (CBA Art: A.2.1.1.1)}$$

Pour $f_{c28} > 40MPa \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(1,4 + 0,95j)} \right] f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

• Pour : $28 < j < 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

• Pour : $j \geq 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

Pour notre étude on opte pour $f_{c28} = 25MPa$

I.7.1.2. Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA (CBA Art: A.2.1.1.1)}$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2,1MPa$

I.7.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton :

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

$$E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

• Pour $f_{c28} = 25MPa$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v28} = 10818,86MPa \end{cases}$

I.7.1.4. Contraintes limite à l'ELU :

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ BAEL 91 (art.A.4.3.4)

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\Theta = \begin{cases} 1.00 & \text{Lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{Lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{Lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'aventures défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable et transitoire (S.D.T)

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle (S.A)

Le coefficient réducteur 0.85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q=1$) en revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

I.7.1.5. Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitation d'action réelle (non majoré) et les sollicitations résistance calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivant :

$$\bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPA}$$

I.7.2. Résistance et caractéristique de L'acier :

I.7.2.1. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPA.

I.7.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

➤ Elu :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{MPA}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

Avec :

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

ε_s : Allongement relatif.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour le cas courant.} \\ 1 & \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{MPA} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{MPA} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ ELS :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Avec : η Coefficient de fissuration.

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

I.8. Les actions et sollicitations :

I.8.1. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

I.8.1.1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

I.8.1.2. Les actions variables :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

I.8.1.3. Les actions accidentelles :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.8.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.8.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

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

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 \times E$. (auto stable).

I.9. Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de la traction et de la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments.

II.1. Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- action verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres.
- action horizontales: dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

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

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partis du système de contreventement (Planchers, poutrelles, cloisons, acrotère, escaliers, ascenseur, balcons).

II.2.1. Les planchers :

II.2.1.1. Les planchers à corps creux:

Le pré dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ (Art B. 6.8.4.2 CBA 93)}$$

Avec :

- $h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.
- h_0 : hauteur de la dalle de compression.
- h : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Si on suppose que la largeur des poteaux est de 30 cm $\Rightarrow L_{max} = 550 - 30 = 520$ cm

$$h_t \geq \frac{520}{22.5} = 23.11 \text{ cm}$$

Donc on adoptera pour des planchers à corps creux de 24 cm (20+4) cm

- Hauteur du corps creux : $h = 20$ cm.
- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4$ cm.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

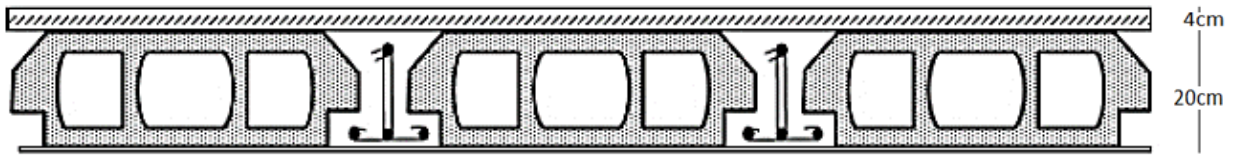


Figure II 1. Plancher à corps creux.

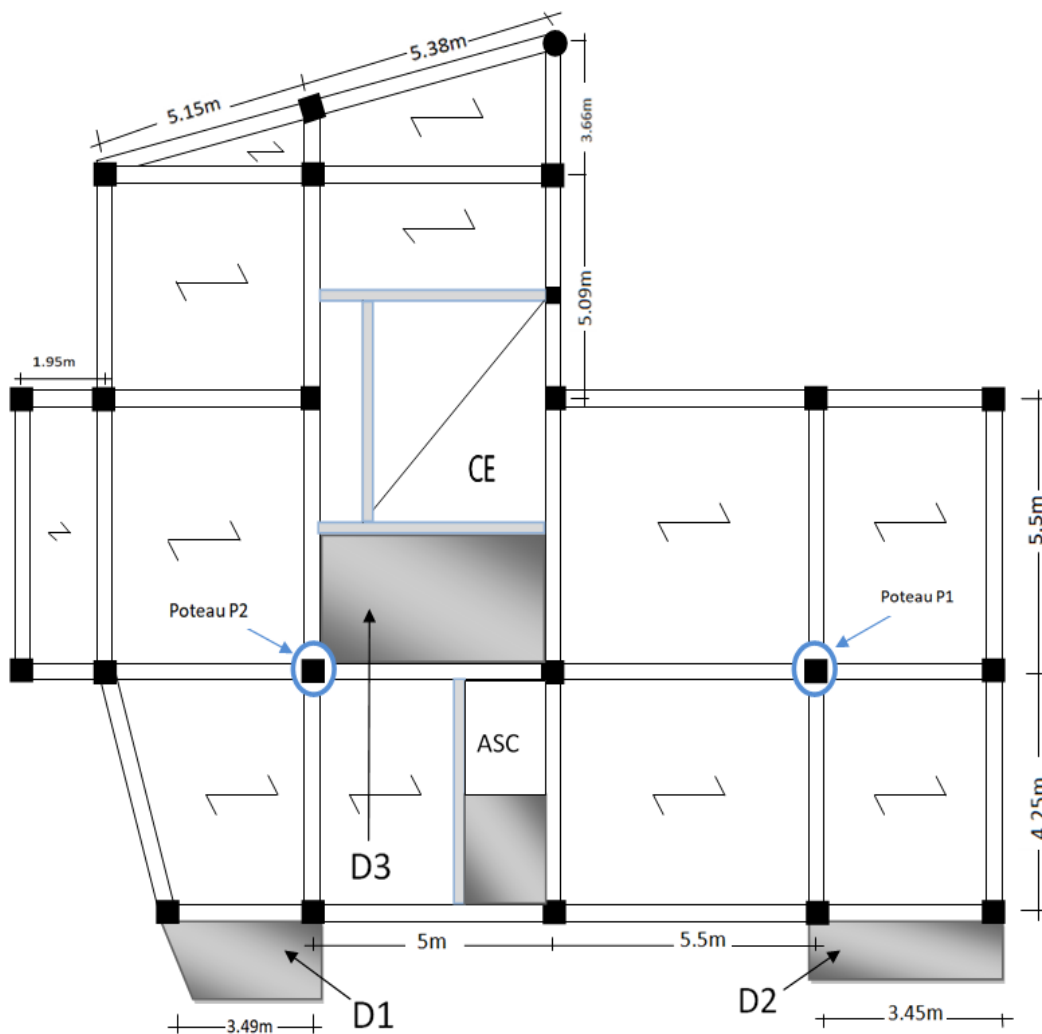


Figure II 2. Plan de l'étage courant.

II.2.1.1.1. Les poutrelles :

$$h_t = 24\text{cm}$$

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

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

L_x : Distance entre nus des poutrelles

$$L_x = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

L_y : Travée min dans les poutrelles (distance min entre deux poutres principales).

$$L_y = 165 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$$b = 43 \text{ cm}$$

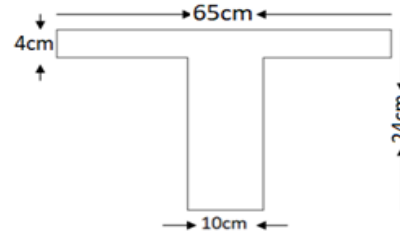


Figure II 3. Schéma d'une poutrelle.

II.2.1.2. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

Tableau II.1 Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Épaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.04	0.8	1
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.07	1.54	
Isolation thermique	4	0.04	0.16	
Plancher à corps creux (20+4)	/	0.24	3.30	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total charges permanentes	/	/	6.12	

Tableau II 2 Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.065	1.43	
Mortier de pose	20	0.02	0.04	
Isolation thermique	4	0.04	0.16	
Plancher à corps creux (20+4)	/	0.24	3.30	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total charges permanentes	/	/	5.65	

Tableau II 3 Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant et RDC.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Cloisons de séparation	/	/	0.9	1.5 (étage courant+RDC)
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Plancher à corps creux	/	0.24	3.30	
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
Total charges permanentes	/	/	5.55	

II.2.2.Dalle pleines :

Tableau II 4.Déférant panneau des dalles pleines

	L_x (m)	L_y (m)	ρ	e (cm)	
Panneau D1	1,5	3,19	0,47 >0,4	12	portant dans deux directions
Panneau D2	0,8	3,15	0,25 <0,4	14	comme console
Panneau D3	3,15	4,7	0,67 >0,4	15	portant dans deux directions

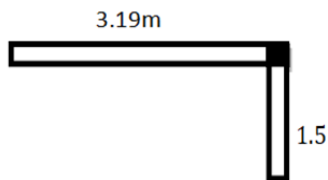


Figure II 5Panneau sur 02 appuis (D1)

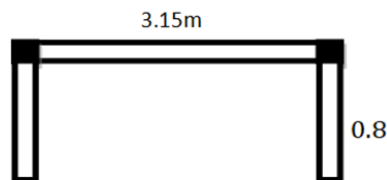


Figure II 4Panneau sur 03 appuis (D2)

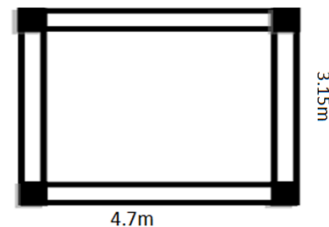


Figure II 6.Panneau sur 04 appuis (D3)

Tableau II 5

Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)			Poids G (KN/m ²)			Surcharges Q (KN/m ²)
		DP 12 cm	DP 14 cm	DP 15 cm	DP 12 cm	DP 14 cm	DP 15 cm	
Revêtement en carrelage	22	0.02			0.44			3.5 (DP 12 et 14 cm)
Mortier de pose	20	0.02			0.40			
Lit de sable	18	0.02			0.36			
Dalle plein	25	0.12	0.14	0.15	3	3.5	3.75	2.5 (DP 15 cm)
Enduit de plâtre	10	0.015			0.15			
Garde-corps	/	/			1	1	/	

Total charges permanentes	/	/	5.35	5.85	5.1	
----------------------------------	---	---	------	------	-----	--

II.2.3. Les escaliers:

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : Emmarchement

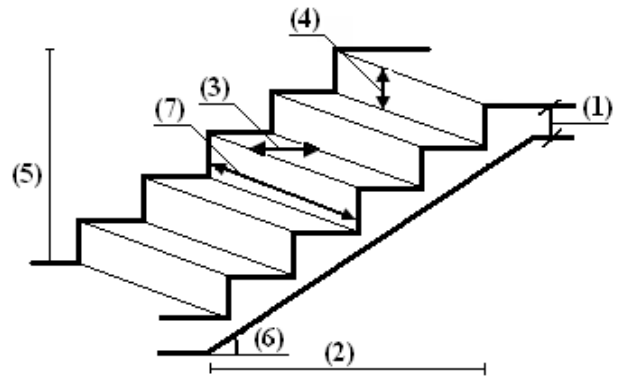


Figure II 7 Schéma d'un escalier

H : Hauteur d'étage

Le dimensionnement revient à déterminer :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- L'épaisseur de la paillasse.

Le pré-dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** :

$$59cm \leq 2 \times h + g \leq 66cm$$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \begin{cases} n: & \text{Nombre de contremarches.} \\ n-1: & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

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

On suppose : $2 \times h + g = 64$

$$\text{On remplace : } 2 \times \frac{H_0}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 64 \Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition du BAEL :

Pour une dalle sur deux appuis :
$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Pour une dalle sur un seul appui :
$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

L_x : La plus petite portée du panneau sollicité.

Avec :

- L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = l_v + l_p$.
- l_v : longueur de la volée.
- l_p : longueur d'appui.

II.2.3.1. Escalier à deux volées RDC vers 1^{er} étage :

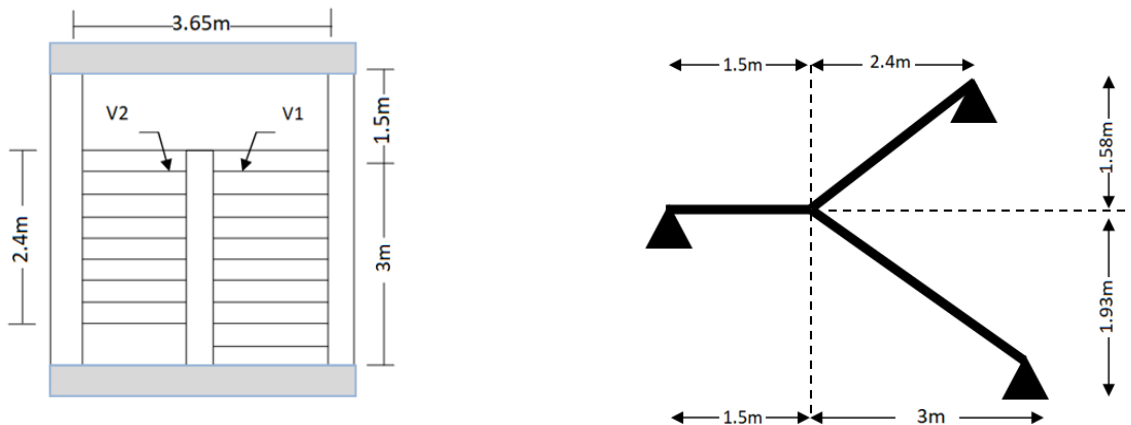


Figure II 8. Schéma de l'escalier à deux volées.

- Premier volée :

$$64n^2 - (64 + 2 \times 193 + 300)n + 2 \times 193 = 0$$

On trouve : $n = 11$ C.-à-d. : $\begin{cases} 10 \text{ marches} \\ 11 \text{ contre marches} \end{cases}$

$$g = \frac{300}{10} = 30\text{cm}, h = \frac{193}{11} = 17.5\text{cm}$$

$$L_1 = \sqrt{1.93^2 + 3^2} + 1.5 = 5.06\text{m}$$

$$\frac{506}{30} \leq e \leq \frac{506}{20} \Rightarrow 16.86 \leq e \leq 25.3$$

$e_1 \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

- Deuxième volée :

$$64n^2(64 + 2 \times 158 + 240)n + 2 \times 158 = 0$$

On trouve : $n = 9$ C.-à-d. : $\begin{cases} 8 \text{ marches} \\ 9 \text{ contre marches} \end{cases}$

$$g = \frac{240}{8} = 30cmh = \frac{158}{9} = 17.5cm$$

$$L_2 = \sqrt{1.58^2 + 2.4^2} + 1.5 = 4.37m$$

$$\frac{437}{30} \leq e \leq \frac{437}{20} \Rightarrow 14.56 \leq e \leq 21.85$$

$e_2 \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu.

On prend $g = 30cm$, $h = 17.5cm$ et $e = 20cm$

(palier et volée) pour l'escalier à deux volées.

II.2.3.1. Evaluation des charges et surcharges des escaliers

Tableau II 6. Evaluation des charges et surcharges du palier.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids (KN/m ²)	G	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle en BA	25	0.2	5		2.5
Mortier de pose	20	0.015	0.3		
Carrelage	22	0.02	0.44		
Lit de sable	18	0.02	0.36		
Enduit de ciments	18	0.02	0.36		
Total charges permanentes	/	/	6.46		

Tableau II 7. Evaluation des charges et surcharges des volées.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids (KN/m ²)	G	Surcharges Q (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44		2.5

horizontale				
Carrelage verticale	22	0.02	0.25	
Mortier de pose	20	0.015	0.3	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Paillasse	25	0.2/cos 34	$2 \frac{6.0}{}$	/
	25	0.2/cos 34	/	6.02
Marche	22	0.17/2	1.87	
Enduit de ciment	18	0.02/cos 34	$3 \frac{0.4}{}$	/
	18	0.02/cos 34	/	0.43
Total charges permanentes	/	/	$7 \frac{9.6}{}$	9.67

II.2.4.L'ascenseur :

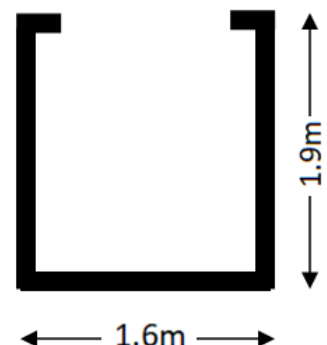
L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

$$L_x = 1.6m ; L_y = 1.9m \Rightarrow S = 3.04m^2$$

- Puissance de l'ascenseur : $W = 6.8 \text{ KW}$
- Charge due à l'ascenseur : $P_m = 15 \text{ KN}$
- Charge due à la cuvette : $F_c = 145 \text{ KN}$
- Charge due à la salle des machines : $D_m = 51 \text{ KN}$



- La charge nominale est de 630 Kg
- La vitesse : $V= 1.6$ m/s
- Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3$ KN

Figure II 9 Schéma de l'ascenseur.

Tableau II 8. Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur.

Poids propre de la dalle et des revêtements	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S = 1.6 \times 1.9$	$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.04}$	$G = G_1 + G_2 = 4.63 + 47.69$	1
$G_1 = 4.63$ KN/m ²	$S = 3.04$	$G_2 = 47.69$	$G = 52.32$	

II.2.5.L'acrotère:

C'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, ces dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G), qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Dans notre projet on a deux acrotères de différentes hauteurs.

Surface de l'acrotère :

$$S = 85 \times 15 + 5 \times 15 + \frac{10 \times 15}{2}$$

$$S = 0,1425 m^2$$

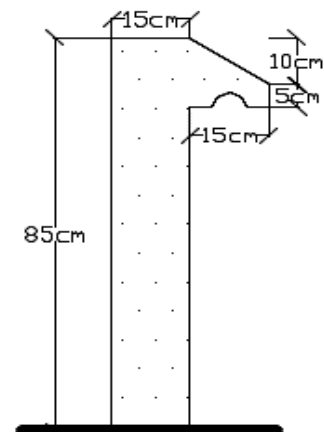


Figure II 10 Schéma de l'acrotère

Tableau II 9. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Enduit de Ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
85	0.36	3.56	1	3.92
65	0.36	2.7	1	3.06

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.3.1. Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par la condition du RPA suivante :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15cm \right]$$

he : la hauteur libre d'étage

- Pour les étages courants :

$$e \geq \frac{3.24 - 0.24}{20} = 0.15m$$

On prend : $e = 15cm$

- Pour le RDC et sous-sol :

$$e = 20cm$$

De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{min} \geq 4e \quad \text{D'où } L_{min} \geq 80 \text{ cm}$$

Donc tous les voiles de notre bâtiment auront une largeur $\geq 80cm$.

II.3.2. Les poutres :

Le pré dimensionnements des poutres se fait en respectant les conditions du BAEL qui sont les suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots (1)$$

Avec : L_{max} La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \dots\dots\dots (2)$$

II.3.2.1. Les poutres principales et secondaires :

$$L_{max} = 5.20m$$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34.66cm \leq h \leq 52cm \dots\dots\dots (1)$$

$$h = 45cm$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 13,5cm \leq b \leq 31,5cm \dots\dots\dots (2)$$

$$b = 30cm$$

➤ Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \end{cases}$$

Soit : $b = 30cm$ et $h = 45cm$

II.3.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Ils doivent être aussi vérifiés vis-à-vis du flambement et de l'effort normal réduit.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

Poteaux carré :

$$\left\{ \begin{array}{l} Min(b_1; h_1) \geq 25cm \\ \bullet Min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

- h_e : hauteur libre d'étage
- 3 pour étages courants
- 3.26 pour RDC
- 4.71 pour le sous-sol

On adopte préalablement pour les sections $b_1 \times h_1$ des poteaux comme suit :

Carré :

Sous-sol, RDC et 1^{er} étages : Poteaux(45 × 55)cm²

2^{eme} et 3^{eme} étages Poteaux(45 × 50)cm²

4^{eme} et 5^{eme} étages Poteaux(45 × 45)cm²

6^{eme} et 7^{eme} étages Poteaux(40 × 45)cm²

8^{eme} et 9^{eme} étages Poteaux(40 × 40)cm²

Charge du poteau = $S \times 25 \times h_e$

Tableau II 10. Evaluation des poids propre des poteaux.

carré :	Sous-sol	RCD	Etage 1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6,7	Etage 8,9
$S(m^2)$	0.2475	0.2475	0.2475	0.225	0.2025	0.18	0.16
Gp(KN)	30.93	21.66	20.047	18.225	16.4025	14.58	12.96

II.3.4.Descente charge :

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément
- La charge de plancher qu'il supporte
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

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.

II.3.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

➤ **Surface afférente du poteau P2 :**

• **RDC :**

Pour G : $S_{cc} = (1.975 + 2.6) \times 2.275$

$$S_{cc} = 10.40m^2$$

$S_{DP} = (2.35 \times 2.6)$

$$S_{DP} = 6.11m^2$$

$G = (5.55 \times 10.40) + (5.1 \times 6.11)$

$G = 88.88KN$

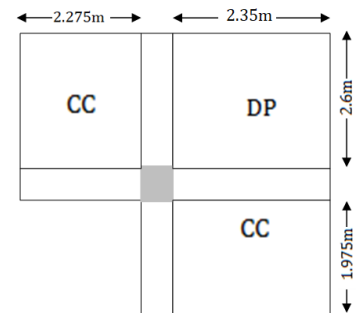


Figure II 11 Surface afférente du poteau RDC

Pour Q : $S_{cc} = (1.975 + 0.3 + 2.6) \times (2.275 + 0.3)$

$$S_{cc} = 12.55m^2$$

$S_{DP} = (2.35 \times 2.6)$

$$S_{DP} = 6.11m^2$$

$Q = (1.5 \times 12.55) + (2.5 \times 6.11)$

$Q = 34.1KN$

• **étage courant :**

Pour G : $S_{cc} = (1.975 + 2.6) \times 2.275 + (2.35 \times 1.975)$

$$S_{cc} = 15.04m^2$$

$S_{DP} = (2.35 \times 2.6)$

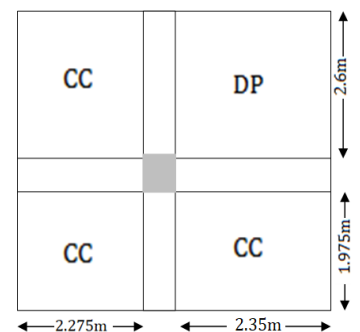


Figure II 12 Surface afférente du poteau étage courant

$$S_{DP} = 6.11m^2$$

$$G = (5.55 \times 15.04) + (5.1 \times 6.11)$$

$$G = 114.63 \text{KN}$$

Pour Q: $S_{cc} = (1.975 + 0.3 + 2.6) \times (2.275 + 0.3) + (2.35 + 0.3) \times 1.975$

$$S_{cc} = 17.78m^2$$

$$S_{DP} = (2.35 \times 2.6)$$

$$S_{DP} = 6.11m^2$$

$$Q = (1.5 \times 17.78) + (2.5 \times 6.11) = 41.94 \text{KN}$$

Tableau II 11. Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau P2.

Eléments	G(KN)	Q(KN)
Acrotère	14.54	4.75
Plancher terrasse inaccessible	62.35	10.75
Plancher terrasse accessible	134.93	45
Plancher étage courant	114.63	45
Poutre principale + secondaire terrasse inaccessible	23.37	/
Poutre principale + secondaire (étage courant + RDC)	31.05	/
Plancher RDC	88.88	34.1

Tableau II 12. Descente de charge du poteau P2.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₉	Acrotère	14.54	
	Pp + Ps terrasse inaccessible	23.37	
	Plancher terrasse inaccessible	62.35	
	Poteau (40×40)	12.96	

		Total : 113.22	15.5
N ₈	N ₉	113.33	
	Plancher terrasse accessible	134.93	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (40×40)	12.96	
		Total : 292.16	60.5
N ₇	N ₈	292.16	
	Plancher étage courant	114.39	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (40×45)	14.58	
		Total : 452.18	101
N ₆	N ₇	452.18	
	Plancher étage courant	114.93	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (40×45)	14.58	
		Total : 612.74	137
N ₅	N ₆	612.74	
	Plancher étage courant	114.93	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (45×45)	16.4	
		Total : 775.12	168.5
N ₄	N ₅	775.12	
	Plancher étage courant	114.93	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (45×45)	16.4	
		Total : 937.35	195.5
N ₃	N ₄	937.35	
	Plancher étage courant	114.93	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (45×50)	18.22	
		Total : 1101.7	218
N ₂	N ₃	1101.7	
	Plancher étage courant	114.93	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (45×50)	18.22	
		Total : 1265.9	240.41
N ₁	N ₂	1265.9	
	Plancher étage courant	114.93	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (45×55)	20.04	
		Total : 1399.92	263.18
N ₀	N ₁	1399.92	
	Plancher étage courant	114.93	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (45×55)	21.65	
		Total : 1595.55	293.33

N₁	N ₀	1595.55	
	Plancher RDC	88.88	
	Poutre principale + secondaire	31.05	
	Poteau (45×55)	30.62	
	Total : 1746.1	299.85	

II.3.5. Vérification du poteau :

II.3.5.1. Vérification à la compression simple :

P1 : G=1757.28KN et Q=265.17KN

P2 : G=1746.1KN et Q=299.85 KN

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime Nu de 10%, tel que :

$$P1 : \quad Nu = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.15 \times (1.35 \times 1757.28 + 1.5 \times 265.17)$$

$$Nu = 3185.59 \text{KN.}$$

$$P2 : \quad Nu = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 1746.1 + 1.5 \times 299.85)$$

$$Nu = 3087.71 \text{KN.}$$

Le poteau P1 est le plus défavorable

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II 13. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm ²)	Condition B > B calculée		Observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
N ₁	3185.59	45×55	0.2475	0.2241	Vérifié
N ₀	2988.13	45×55	0.2475	0.2069	Vérifié
N ₁	2673.98	45×55	0.2475	0.187	Vérifié
N ₂	2386.58	45×50	0.225	0.1669	Vérifié
N ₃	2120.22	45×50	0.225	0.1465	Vérifié
N ₄	1805.46	45×45	0.2025	0.1257	Vérifié
N ₅	1509.21	45×45	0.2025	0.1047	Vérifié
N ₆	1198.78	40×45	0.18	0.0832	Vérifié
N ₇	901.8	40×45	0.18	0.0615	Vérifié

N₈	572.89	40×40	0.16	0.0393	Vérifié
N₉	200.76	40×40	0.16	0.0152	Vérifié

II.3.5.2. Vérification au flambement :

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times l_0$ l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r$ On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

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

Tableau II 14. Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm ²)	Condition $B_r > B_{r\text{calculée}}$		Observation
			B_r (m ²)	$B_{r\text{calculée}}$ (m ²)	
N ₋₁	3185.59	45×55	0.228	0.185	Vérifié
N ₀	2988.13	45×55	0.228	0.163	Vérifié
N ₁	2673.98	45×55	0.228	0.146	Vérifié
N ₂	2386.58	45×50	0.206	0.132	Vérifié
N ₃	2120.22	45×50	0.206	0.115	Vérifié
N ₄	1805.46	45×45	0.185	0.100	Vérifié
N ₅	1509.21	45×45	0.185	0.083	Vérifié
N ₆	1198.78	40×45	0.163	0.066	Vérifié
N ₇	901.8	40×45	0.163	0.049	Vérifié
N ₈	572.89	40×40	0.144	0.032	Vérifié
N ₉	200.76	40×40	0.144	0.012	Vérifié

II.3.5.3. Vérification des conditions du RPA :

Les trois conditions sont vérifiées.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right\}$$

II.4. Conclusion :

Tableau II 15 Section adoptée pour les poutres et les poteaux.

Eléments	Largeur b (Cm)	Hauteur h (Cm)
Poutre principale	30	45
Poutre secondaire	30	45
Poteau sous-sol	45	55
Poteau RDC	45	55
Poteau étage 1	45	55
Poteau étage 2	45	50
Poteau étage 3	45	50

Poteau étage 4	45	45
Poteau étage 5	45	45
Poteau étage 6	40	45
Poteau étage 7	40	45
Poteau étage 8	40	40
Poteau étage 9	40	40

II.5. Etude des planchers :

II.5.1. Disposition des poutrelles :

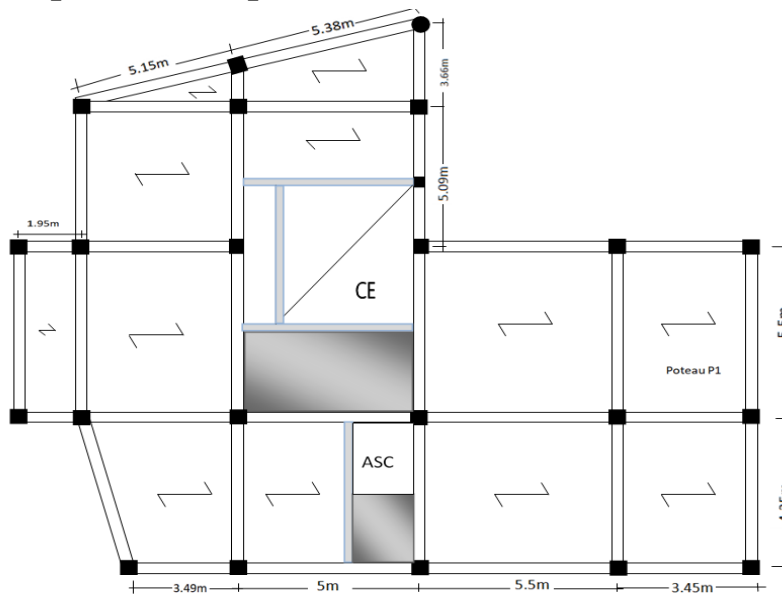


Figure II 13 Schéma de disposition des poutrelles du plancher étage courant

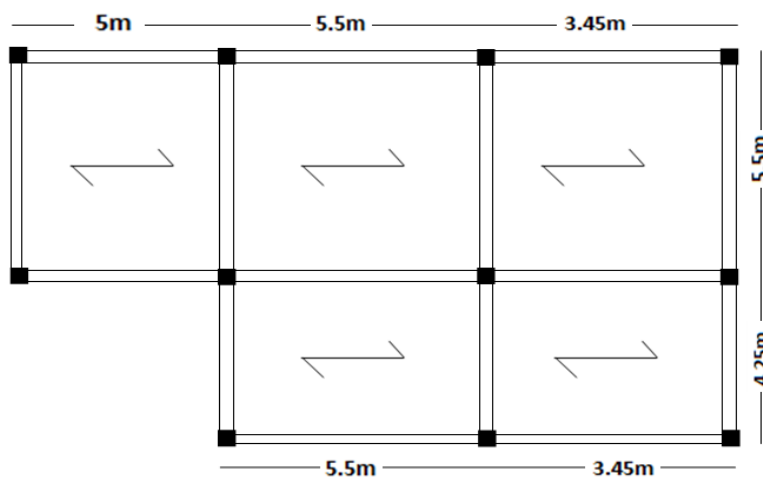


Figure II 14. Schéma de disposition des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

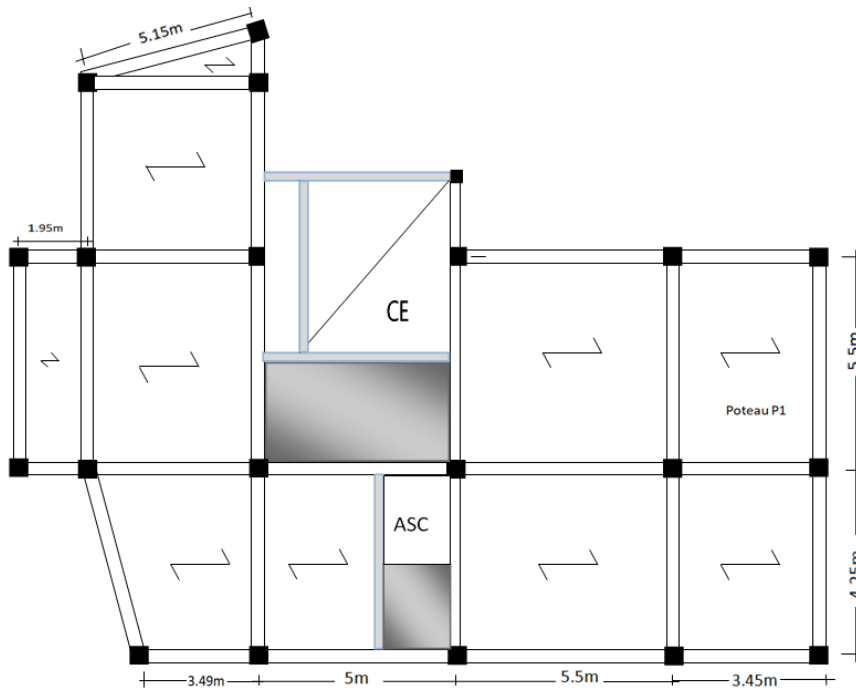
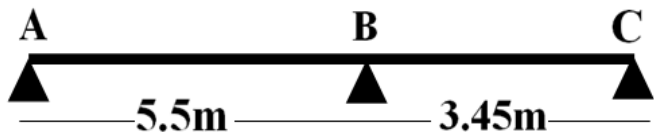

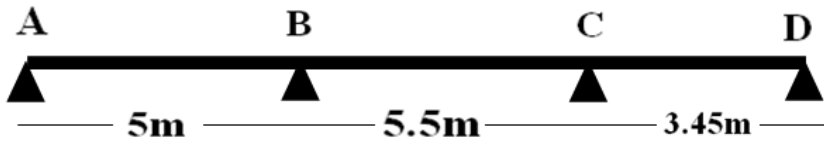


Figure II 15.Schéma de disposition des poutrelles du plancher terrasse accessible.

Tableau II 16 Les Différents types de poutrelles

Type		Schéma statique
Etages courants	T1	
	T2	
	T3	
	T4	
Plancher terrasse accessible	T5	
	T6	

	T7	
	T8	
T9 (Plancher terrasse inaccessible)		

II.5.2.Méthode de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et les calculs des sollicitations peuvent se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

II.5.3.Conditions d’application de La méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d’utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2G ; 5KN / m^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
- Le moment d’inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Si **a**, **b**, **c** et **d** sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (annexe E1 du BAEL).

Si **a** n’est pas vérifiée (cas des planches à charge d’exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2 du BEAL).

Si **a** est vérifiée mais une ou plus des trois conditions **b**, **c** et **d** ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (Annexe E2 du BEAL), c.-à-d. on minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

II.5.3.1. Principe de la méthode forfaitaire :

- Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: 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.

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

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

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

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.
- Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$$-0,15 \times M_0 \text{ Tel que : } M_0 = M_{max}(M_0^1, n)$$

➤ Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode de RDM :

$$\text{Compte tenu de la continuité : } V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l_i}$$

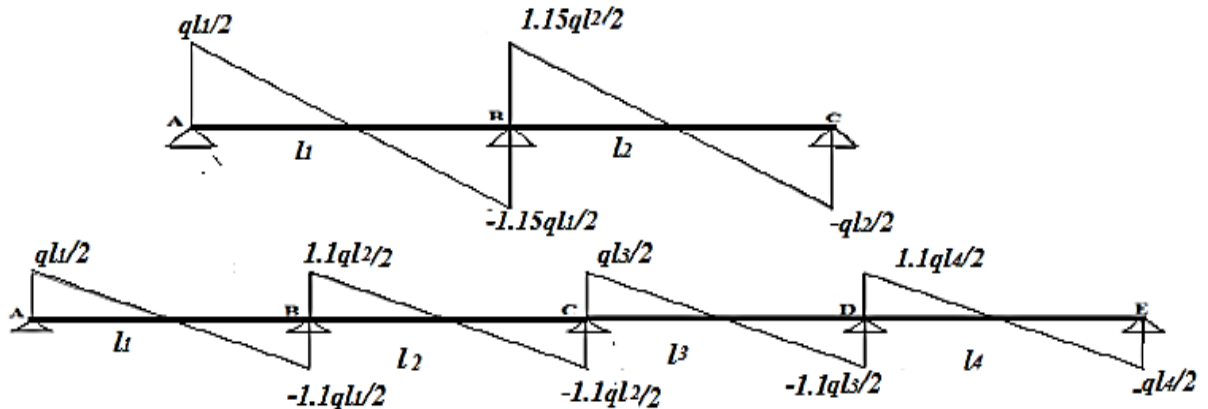


Figure II 16. Evaluation des efforts tranchants.

II.5.3.2. Principe de La méthode de Caquot :

➤ Moment Sous appui :

$$M = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

l_g' Et l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g Et q_d : Charges uniforme à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0,8 \times l$ pour une travée intermédiaire

$l' = l$ pour une travée de rive

➤ Calcul des moments en travées (charge répartie) :

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

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$M_t^{\max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants :

$$V_i = V_0 + \frac{M_g - M_d}{l_i} \quad ; \quad \text{Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

II.5.4. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

à l'ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$ Avec : $l_0 = 0,43m$
à l'ELS: $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$

Tableau II 17. Charges et surcharges revenant aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			Q _u (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	Q _s (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.12	1	9.76	6.344	7.12	4.62
Terrasse accessible	6.65	1.5	11.22	7.29	8.15	5.29
Etages courants+RDC	5.55	1.5	9.74	6.33	7.05	4.58

II.5.5. Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle type 3 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles des différents planchers seront résumés dans des tableaux.

II.5.5.1. Calcul de la poutrelle type 4:

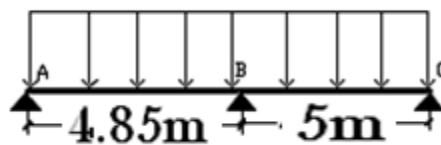


Figure II 17. Schéma de la poutrelle de Type 3.

➤ Les moments fléchissant :

• Moment isostatique :

a) Travée A-B :

$$M_0^{AB} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6,33 \times 4,85^2}{8} = 18,61 \text{ KN.m}$$

b) Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.33 \times 5^2}{8} = 19.78 \text{ KN.m}$$

• Moments sur les appuis :

a) Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

b) Appuis intermédiaires: $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 19.78 = -11.86 \text{ Kn.m}$

• Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.55} = 0.18 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.054 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.254 \end{cases}$$

a) Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 11.86}{2} \geq (1.054 \times 18.61) \Rightarrow M_t > 13.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.254}{2} \times 18.61 \Rightarrow M_t > 11.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(13.68; 11.66) \Rightarrow M_t = 13.68 \text{ KN.m}$$

b) Travée B-C :

$$M_t + \frac{11.86 + 0}{2} \geq (1.054 \times 19.78) \Rightarrow M_t > 14.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.254}{2} \times 19.78 \Rightarrow M_t > 12.40 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(14.92; 12.40) \Rightarrow M_t = 14.92 \text{ KN.m}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants :

a) Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.33 \times 4.85}{2} = 15.35 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{6.33 \times 4.85}{2} = -17.65 \text{ KN}$$

b) Travée B-C :

$$V_C = -\frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{6.33 \times 5}{2} = -15.82 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = 1.15 \times \frac{6.33 \times 5}{2} = 18.2 \text{ KN}$$

II.5.6. Les sollicitations pour chaque type de poutrelle:

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

Tableau II 18. Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes.

Etages courants+RDC							
Types de p ^{lles}	ELU			ELS			V (KN)
	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
1	17,95	-12,84	-3,59	13,02	-9,21	-2,59	-19,75
2	7,36	-5,78	-1,44	5,33	-4,18	-1,04	-12,70
3	14	-9,89	-2,79	10,15	-7,10	-2,02	17,39
4	13,87	-11,87	-2,96	10,04	-8,59	-2,22	18,20
Plancher terrasse accessible							
5	16,20	-11,25	-3,21	11,78	-8,10	-2,33	-20,02
6	8,39	-6,66	-1,66	6,09	-4,84	-1,21	-14,64
7	20,78	-14,59	-4,13	15,12	-10,51	-3	-22,72
8	21,45	0	-3,21	15,57	0	-2,33	17,69
Plancher terrasse inaccessible							
9	14,82	-11,99	-3,59	10,81	-8,75	-2,62	19,19

Tableau II 19. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Désignation	ELU			ELS			V (KN)
	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
Etages courants+RDC	17,95	-12,84	-3,59	13,02	-9,21	-2,59	-19,75
Plancher terrasse accessible	21,45	-14,59	-4,13	15,57	-10,51	-3	-22,72
Plancher terrasse inaccessible	14,82	-11,99	-3,59	10,81	-8,75	-2,62	19,19

II.5.7. Ferrailage des poutrelles:

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche on prend $b = 65\text{cm}$

II.5.7.1. Exemple de calcul plancher étage courant :

II.5.7.1.1. Calcul à l'ELU

II.5.7.1.1.a. Ferrailages longitudinales :

- Le moment équilibré par la table :

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d=0.9h$

Si : $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.43 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 48,85 \text{KN.m}$$

$$\text{On a } M_t^{\max} = 17,95 \text{KN.m}$$

$M_{tu} \geq M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire ($b \times h$).

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,95 \times 10^{-3}}{0.43 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0607 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$.

$$\mu_{bu} = 0.0607 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0607}) \Rightarrow \alpha = 0.078$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.078) = 0.213 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{17,95 \times 10^{-3}}{348 \times 0.213} = 2.42 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2.42 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.43 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.14 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.14 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 2.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{tr} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{cm}^2$

➤ Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,84 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.187 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot B

$$\mu_{bu} = 0.187 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.187}) \Rightarrow \alpha = 0.262$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.262) = 0.196 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{12.84 \times 10^{-3}}{348 \times 0.19} = 1.94 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.43 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \min} = 1.14 \text{ cm}^2 < A_a = 1.94 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A_a=2HA12= 2.26 cm²**

➤ Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.59 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.052 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$$\text{Donc On est dans le pivot A : } \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) \Rightarrow \alpha = 0.075$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.075) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{ar} = \frac{3.59 \times 10^{-3}}{348 \times 0.214} = 0.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{ar \min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.265 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.265 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ar \min} = 0.265 \text{ cm}^2 < A_{ar} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A_a=1HA12= 1.13 cm²**

➤ Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

$$V^{max} = 19,75 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19,75 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.897 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ Vérifiée.} \end{cases}$$

II.5.7.1.1.b. Ferrailages transversales :

➤ Choix des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l^{min}; \frac{b_0}{10}\right) = 6mm$$

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

➤ L'espaceur :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 19.8cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.1(0.928 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 61.21 cm$$

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

On prend $S_t = 15 cm$

➤ Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

- Appuis de rive :

On a : $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{19,75 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.56 \times 10^{-4} m^2 = 0.56 cm^2$$

$$A_l = 3.05 + 1.13 = 4.18 cm^2$$

$$A_l = 4.18 cm^2 > 0.56 cm^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(19.75 - \frac{12.84}{0.9 \times 0.22}\right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -1.29 \times 10^{-4} m^2 = -1.29 cm^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l).

➤ Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Soit : $a = \min [0.9d ; \text{largeur de l'appui } -4\text{cm}] = 19.8 \text{ cm}$

$19.75 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.198 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 132.16 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée.}$

➤ Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.75 \left(\frac{0.43-0.1}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.43 \times 0.04} = 0.95 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.95 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée.}$

II.5.7.1.2. Calcul à l'ELS :

II.5.7.1.2.a. Etat limite de compression :

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

➤ En travée : $M_t^{\max} = 13.02 \text{ KN.m}$

• Position de l'axe neutre y:

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

$$H = \frac{0.43 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -3.35 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$H = -3.35 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

Alors l'axe neutre est dans la nervure

$$\begin{aligned} \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} &= 0 \\ \frac{0.1}{2} y^2 + [15 * 3.05 * 10^{-4} + 0 + (0.43 - 0.1) * 0.04]y - 15(3.05 * 10^{-4} * 0.22 + 0) & \\ - (0.43 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} &= 0 \end{aligned}$$

$$5y^2 + 177.75y - 1270.5 = 0 \dots (1) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 6.1 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$\begin{aligned} I = \frac{0.43}{3} 0.061^3 - (0.43 - 0.1) \frac{(0.061 - 0.04)^3}{3} + 0 + 15 * 3.05 & \\ * 10^{-4} (0.22 - 0.061)^2; A' = 0 & \end{aligned}$$

$$I = 1.47 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

• Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{13.02 \times 10^{-3}}{1.47 \times 10^{-4}} \times 0.061 = 5,4 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.4 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ vérifiée. (BAEL E. III. 2)

➤ En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{max} = -9.21 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

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

$\Rightarrow 5y^2 + 33.9y - 745.8 = 0 \dots (2) \dots \dots$ Solution d'équation : $y = 9.27 \text{ cm}$

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

$$I = \left(\frac{10}{2} \times 9.27^3 \right) + (15 \times 2.26) \times (22 - 9.27)^2$$

$$I = 9476.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.21 \times 10^{-3}}{9476.58 \times 10^{-8}} \times 0.0927 = 9.01 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 9.01 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

II.5.7.1.2.b. Etat limite de déformation :

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

➤ Evaluation de la flèche :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 3 du plancher étage d'habitation.

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.24}{5.50} = 0.043 < \frac{13.02}{10 \times 17.32} = 0.075$$

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 supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = 0.5 + \left(\frac{l}{1000} \right) = \frac{550}{1000} + 0.5 = 1.05 \text{ cm}$$

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 selon le chargement considéré :

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.43 \times 3.55 = 1.526 \text{ KN/m} \Rightarrow$ Si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.43 \times 5.55 = 2.38 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.43 \times (5.55 + 1.5) = 3.03 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{ser} = 0.76 \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.76 \times \frac{2.31 \times 5.50^2}{8} = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.76 \times \frac{3.77 \times 5.50^2}{8} = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.76 \times \frac{4.75 \times 5.50^2}{8} = 13.65 \text{ KN.m}$$

• Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 6,1 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 14700 \text{ cm}^4$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_g = 9.92 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{10}{3} 24^3 + 10 \times 24 \times \left(\frac{24}{2} - 9.92\right)^2 + (43 - 10) \times 4 \times \left(9.92 - \frac{24}{2}\right)^2 + (43 - 10) \times \frac{4^3}{12} + 15[3.05(22 - 9.92)^2 + 0]$$

$$I_0 = 54541.55 \text{ cm}^4$$

• Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.63 \times (0.22 - 0.0497) \times 10^{-3}}{15911 \times 10^{-8}} = 70.57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{10.83 \times (0.22 - 0.0497) \times 10^{-3}}{15911 \times 10^{-8}} = 110,07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{13.65 \times (0.22 - 0.0497) \times 10^{-3}}{15911 \times 10^{-8}} = 140,13 \text{ Mpa}$$

• Inerties fictives (I_f) : (BAEL B.6.5,2)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 22} = 0.0138$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.81 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.12 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0138 \times 106.44 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.38$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0138 \times 173.87 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.55$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0138 \times 219.15 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.62$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 60124.77}{1 + 3.09 \times 0.54} = 28680.59 \text{ cm}^4$$

$$If_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow If_{ig} = 23528.67 \text{ cm}^4$$

$$If_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow If_{ip} = 21719.55 \text{ cm}^4$$

$$If_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow If_{vg} = 37126.05 \text{ cm}^4$$

• Calcul des flèches :

$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 3 \times E_v = 32456.59 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ji}} = \frac{6.63 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32456.59 \times 25675.39 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ji} = 0.0014 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{gi}} = \frac{10.83 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32456.59 \times 21326.24 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gi} = 0.0027 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{pi}} = \frac{13.65 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 32456.59 \times 20123.30 \times 10^{-8}}$$

$$f_{pi} = 0.0037 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{gv}} = \frac{10.83 \times 10^{-3} \times 5.5^2}{10 \times 10818.86 \times 35934.78 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gv} = 0.0051 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Delta f_t = 0.00842 - 0.0024 + 0.00632 - 0.00473$$

$$\Delta f_t = 0.47 \text{ cm} < f_{adm} = 1.05 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

Tableau II 20. Résumé des ferrillages des poutrelles après vérification des flèches.

	Zone	A calculé (cm ²)	A min (cm ²)	Barres	A cm ²)
Etage courant +RDC	Travée	2.54	1.72	2HA12+1HA10	3.05
	Appuis inter	1.94	1.72	2 HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.488	0.265	1 HA 12	1.13
Plancher terrasse accessible	Travée	2.96	1.72	3 HA 12	3.39
	Appuis inter	2.23	1.72	2 HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.57	0.272	1 HA 12	1.13
Plancher terrasse inaccessible	Travée	2.04	1.72	3 HA 10	2.36
	Appuis inter	1.80	1.72	2 HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.41	0.265	1 HA 12	1.13

II.5.7.2. Schémas de ferrillage des poutrelles :

➤ Plancher étage courant +RDC :

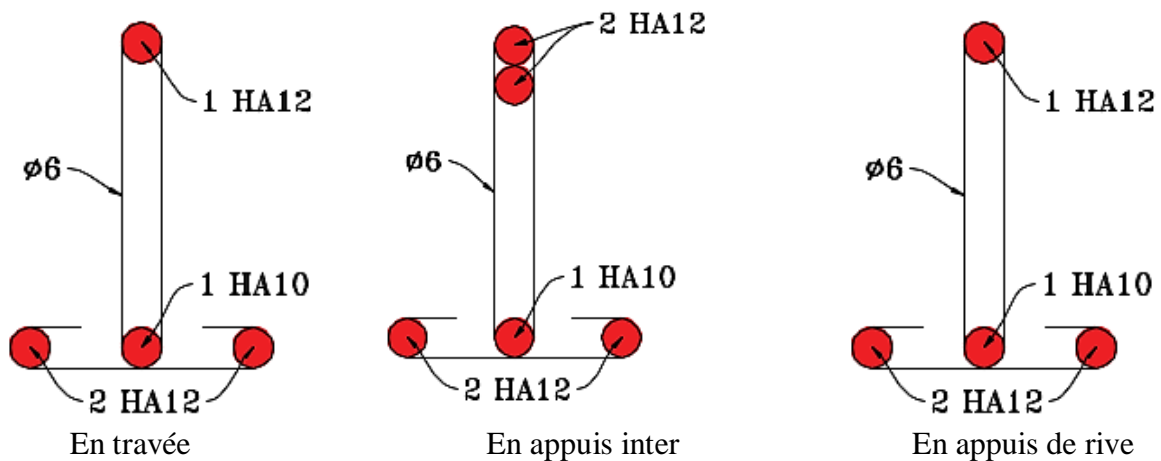


Figure II 18. Schémas de ferrillage des poutrelles étage courant +RDC.

➤ Plancher terrasse accessible :

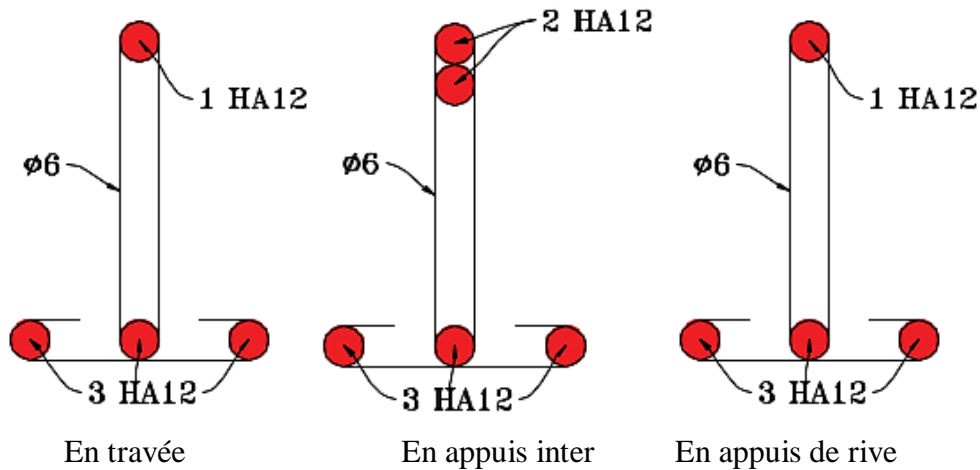


Figure II 19. Schémas de ferrailage des poutrelles de la terrasse accessible.

➤ Plancher inaccessible :

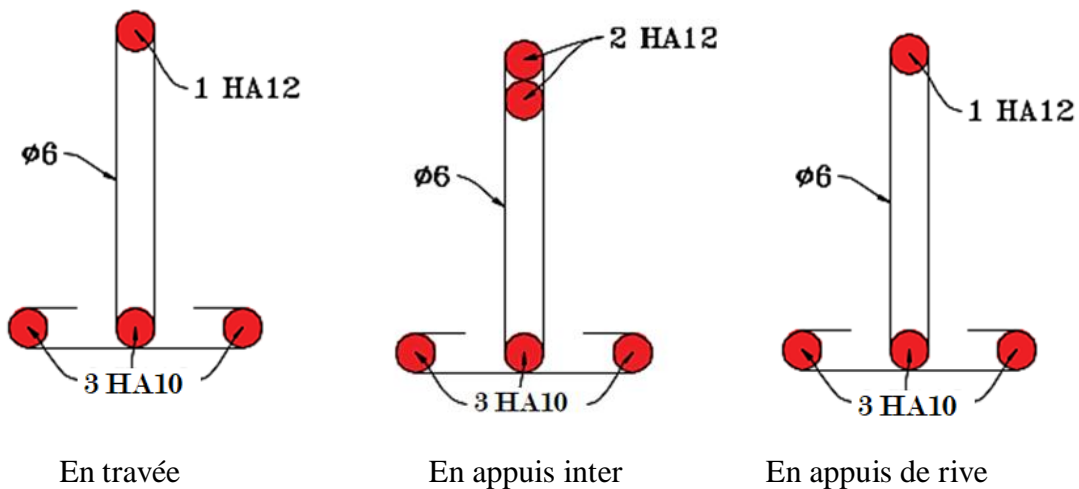


Figure II 20. Schémas de ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible

II.5.8. Etude de la dalle de compression:

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400$ MPA

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 43}{400} = 0.43 \text{ cm}^2/ml \text{ CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/ml$; (st = 20cm) ≤ 20 cm vérifiée.

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.43}{2} = 0.215 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; (st = 25cm) $\leq 33 \text{ cm}$ vérifiée.

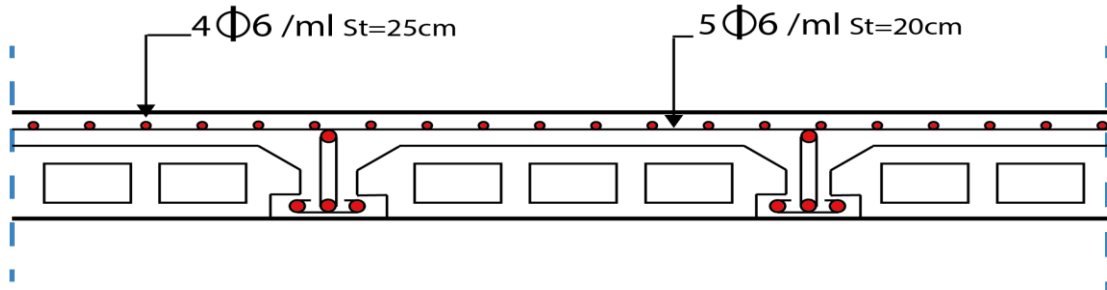


Figure II 21. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.6. Etudes des dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

On désigne par l_x la plus petite des portées et e par son épaisseur. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants.

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = \rho \leq 1$ la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\rho \leq 0,4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

➤ CRITERE DE RESISTANCE :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

➤ COUPE FEU :

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

➤ ISOLATION PHONIQUE :

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{3.19} = 0.47 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Rightarrow 4,28 \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition du coupe-feu qui est la plus défavorable :

$$e \geq 11 \text{ cm}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

• Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$\text{On a: } G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.47 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 8.85 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.47 \begin{cases} U_x = 0.1008 \\ U_y = 0.2500 \end{cases}$$

• Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1008 \times 12.47 \times (1.5)^2 = 2.828 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.2500 \times 2.828 = 0.707 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

a) En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.828 = 2.404 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.707 = 0.601 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 2.828 = -1.404 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 b=100cm ; h=12cm ; c=3cm ; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $F_e=400\text{MPa}$; d=9cm.

• En travée :

a) Selon Lx :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.404 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.021 \\ \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Donc On est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \\ \mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.026 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{1.618 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0143) \times 0.1} = 7.75 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml} \\ \Rightarrow A_x^t = 0.775 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau II 21. Ferraillage de dalle sur deux appuis.

	Sens	M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	Lx	2.404	0.021	0.026	0.089	0.775
	Ly	0.601	0.0052	0.0065	0.089	0.192
Appuis	Lx	1.13	0.012	0.015	0.089	0.36

➤ Vérifications à l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier feE 500} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acierfeE 400} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier feE 215et235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.47)}{2} \times 100 \times 12 = 1.21 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.21 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 0.96 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

Remarque : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec A_{min} .

Donc on adopte :

En travées et en appuis: $A_{sy} = A_{sx} = 5HA8/m = 2.51 \text{ cm}^2/ml$

- Espacement des armatures :

Fissuration nuisible :

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

On a $St_y = St_x = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{12.47 \times 1.5}{2} \times \frac{3.19^4}{3.19^4 + 1.5^4} = 8.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{8.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.099 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

➤ Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression de béton :

$$q_s = 8.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\rho = 0.47 \begin{cases} U_x = 0.1038 \\ U_y = 0.3402 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1038 \times 8.85 \times (1.5)^2 = 2.067 KN.m \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 0.3402 \times 2.067 = 0.703 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 0.85 \times 2.065 = 1.756 KN.m \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.85 \times 0.703 = 0.597 KN.m \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 2.51 cm^2$, $b = 100 cm$, $d = 9cm$.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 37.65y - 338.85 = 0 \Rightarrow y = 2.25 cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right)(2.25)^3 + 15 \times 4.52 \times (10 - 2.25)^2 = 1411.67 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.756 \times 10^3 \frac{2.25}{1411.67} = 2.798 Mpa$$

$\sigma_{bc} = 2.798 Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots \dots \dots$ vérifiée.

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{1.756(9 - 2.25) \times 10^{-5}}{1411.67 \times 10^{-8}} = 125.94 Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 Mpa$$

$\sigma_{st} = 125.94 Mpa < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 Mpa \dots \dots \dots$ vérifiée.

• Vérification à la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1.4} = 0.08 \geq 0.042 \\ \frac{1.51}{100 \times 9} = 0.0016 < 0.005 \end{cases}$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc le choix de ferrailage est: $A_{sy} = A_{sx} = A_a = 5HA8/ml$; $St = 20\text{ cm}$

• Schéma de ferrailage :

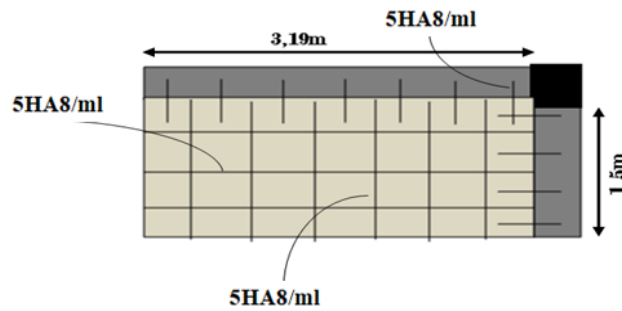


Figure II 22. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 1.

II.6.1.1. Dalle sur quatre appuis:

Tableau II 22. Ferrailage de dalle sur deux appuis.

	Sens	M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
Travée	Lx	6.125	0.03	0.038	0.118	14.48	15.39
	Ly	2.385	0.01	0.012	0.12	5.31	5.65
Appuis	Lx	4.084	0.019	0.022	0.13	9.10	11.31

• Le choix de ferrailage ;

En travées: $A_{sx} = 10HA14/ml$ $A_{sy} = 5HA12/ml$

En appuis $A_{sy} = A_{sx} = 10HA12/ml$

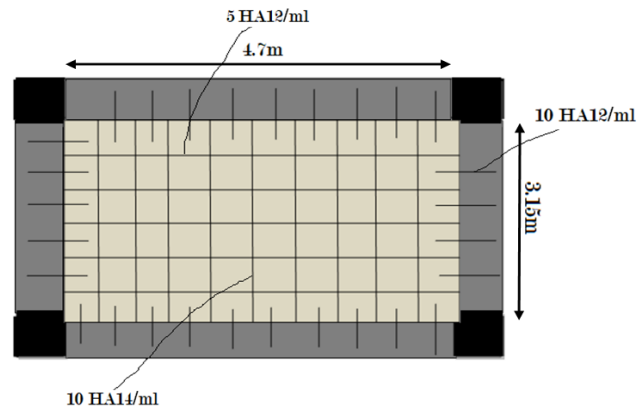


Figure II 23. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3

II.6.1.2. Dalle sur 03 appuis :

Tableau II 23. Vérification des contraintes de compression du béton

Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	Observation
2.89	3189.907	2.71 < 15	114.102 < 201.63	Vérifié

- Le choix de ferrailage ;

$$A_{tx} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml. } St = 15 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = 4 HA8 = 2.01 \text{ m}^2/\text{ml. } St = 25 \text{ cm}$$

- Schéma de ferrailage :

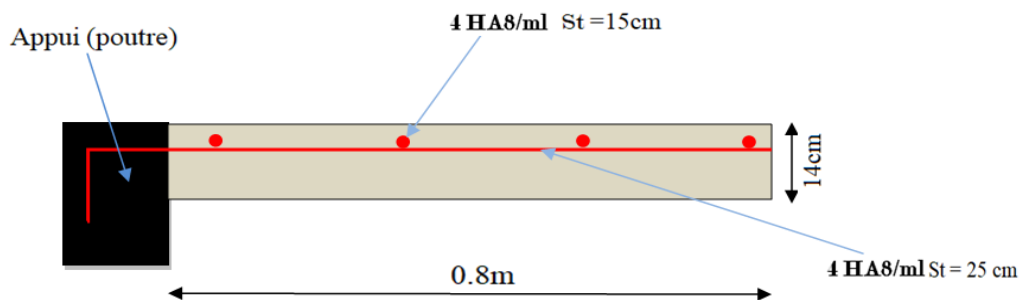


Figure II 24 Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3

II.7. Etude des escaliers:

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

II.7.1. Escalier à deux volées type 01 :

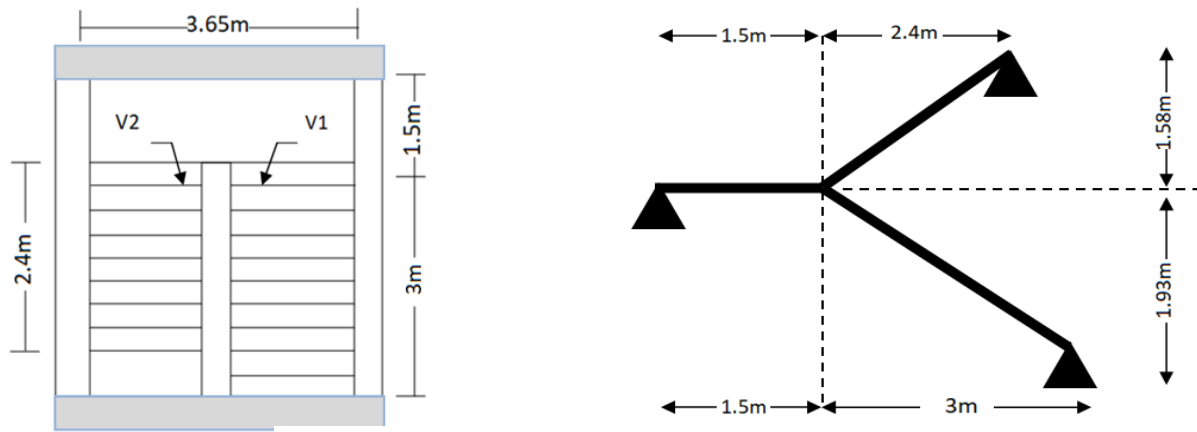


Figure II 25 Escalier à deux volées type 01

$G_v = 9.67 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.46 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 20 \text{ cm}$
 ➤ Evaluation des charges de l'escalier :

Tableau II 24. Combinaison de charges de l'escalier à deux volées.

ELU	ELS
$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$ $q_v = 16.80 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q$ $q_v = 12.17 \text{ KN/m}^2$
$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 12.47 \text{ KN/m}^2$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 8.96 \text{ KN/m}^2$

Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.67) + (1.5 \times 2.5) = 16.80 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.46) + (1.5 \times 2.5) = 12.47 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:

après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 32.39 \text{ KN.}$$

$$R_D = 36.72 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

- 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.5 \text{ m}$

$$M = 32.39 x - 6.235 x^2$$

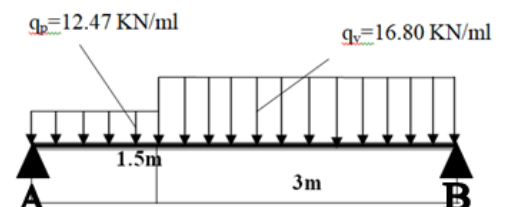


Figure II 26. Schéma statique de l'escalier à deux volées

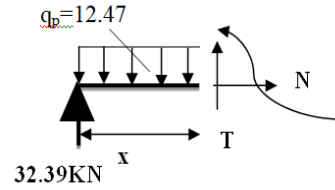
$T = 12.47 x - 32.39$

Pour $x = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m}$

$T = -32.39 \text{ KN}$

Pour $x = 1.5 \rightarrow M = 34.56 \text{ KN.m}$

$T = -13.68 \text{ KN}$



• 2^{ème} tronçon : 1.5 m < x < 4.5 m

$M = R_A * x - q_p * 1.5(x - \frac{1.5}{2}) - q_v * \frac{(x - 1.5)^2}{2}$

$M = 12.47 x - 8.4(x - 1.5)^2 + 18.09$

$T = -12.47 + 16.80 x$

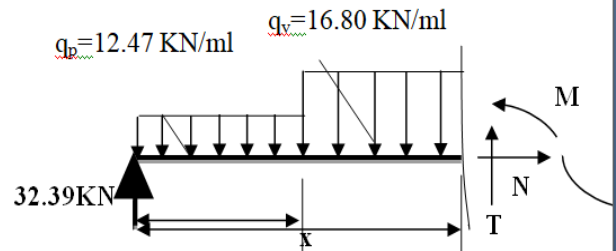
Pour $x = 1.5 \rightarrow M = 34.56 \text{ KN.m}$

$T = -13.68 \text{ KN}$

Pour $x = 4.5 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m}$

$T = -36.72 \text{ KN}$

Pour $x = 3.25 \rightarrow M_{0max} = 40.13 \text{ KN.m}$



• Calcul des moments réels :

$M_a = -0.5 M^{max} = -0.5 \times 40.133 = -20.066 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85 M^{max} = 0.75 \times 42.07 = 30.10 \text{ KN.m}$

Tableau II 25. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	$M_t^{max}(\text{KN.m})$	$M_a^{max}(\text{KN.m})$	$V^{max}(\text{KN})$
ELU	30.10	-20.066	36.72
ELS	24.67	-14.51	/

Tableau II 26. Ferrailage à l'ELU :

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2/\text{m}$	A_{min}	$A_{adopt} \text{ cm}^2/\text{m}$
En travée	30.10	0.125	0.168	0.121	7.137	1.569	8HA12 = 9.05
En appuis	-20.066	0.083	0.109	0.124	4.641	1.569	6HA10 = 4.71

• Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

En travée $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \text{ vérifiée}$

En appuis $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \text{ vérifiée}$

b) Armatures secondaires :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{En travée } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **5HA8 = 3.02 cm²/ml**

$$\text{En appuis } A_a = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm²/ml**

• **Vérfications à l'ELU :**

a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{36.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.204 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u$$

$$= 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

• **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries.

a) Vérification des contraintes de compression du béton

Tableau II 27. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	$M_{ser} (KN.m)$	Y (cm)	I(Cm ⁴)	$\sigma_{bc} (Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	24.67	3.729	81748	11.254	15	Vérifiée
En appui	-14.51	3	540	6.450	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{fe} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{4.5} = 0.044 < 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{9.05}{100 \times 18} = 0.005 < 0.0105 \end{array} \right.$$

CBA93 (Article B 6.5.)

La vérification de la flèche est nécessaire

$$f = 0.34 \text{ cm} < f_{adm} = 1.037 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

• **Schéma de ferrailage :**

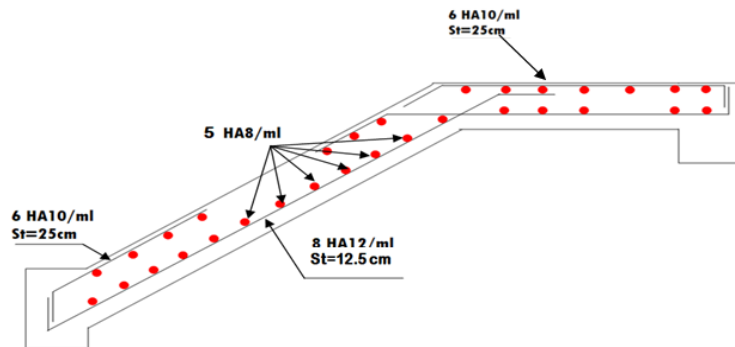


Figure II 27.Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées.

II.8. Etude de la poutre palière :

Dimensionnement : L'exigence du RPA 99 (art 7.5.1) :

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h \leq 36,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \end{cases}$$

On prend : h=35cm, b=30cm.

➤ Calcul à la flexion simple :

• Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- G_0 : Poids propre de la poutre, $G_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

- La réaction de la volée à son niveau :

ELU : $R_B=32.31\text{KN}$; **ELS** : $R_B=27.86 \text{ KN}$

Tableau II 28. Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS.

ELU	ELS
$p_u = 1.35G_0 + R_B$ $p_u = 35.84 \text{ KN/ml}$	$p_s = G_0 + R_B$ $p_s = 30.48 \text{ KN/ml}$
$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{35.84 \times 3.65^2}{24}$ $= 19.89 \text{ KN.m}$	$M_t = \frac{p_s \times l^2}{24} = \frac{30.48 \times 3.65^2}{24}$ $= 16.92 \text{ KN.m}$
$M_a = -\frac{p_u \times l^2}{12} = -39,8 \text{ KN.m}$	$M_a = -\frac{p_s \times l^2}{12} = -33,84 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 65.41 \text{ KN}$	

Tableau II 29. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	19.89	0.044	0.056	0.31	1.80	5.25
En appuis	-39,8	0.088	0.11	0.31	3.69	5.25

➤ Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier C'est le moment d'appui à l'ELU :

$$M_{torsion}^{max} = 20.066 \text{ KN.m}$$

• Calcul de la section d'armature longitudinale :

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

$$e = \varnothing/6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.075m^2$$

- e : épaisseur de la paroi.

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.10m$$

- A_l : section d'acier.

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.67 \text{ cm}^2$$

a) En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A^{flexion} + \frac{A^{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.71 + \frac{3.67}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : **$A^t = 6 \text{ HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$**

b) En appuis :

$$\text{Soit : } A^a = A_a^{flexion} + \frac{A_a^{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.71 + \frac{3.67}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : **$A^a = 6 \text{ HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$**

• Vérification de la contrainte cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

On à $V_{max} = 65.41 \text{ KN}$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{65.41 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.671 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.066 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.67 \text{ Mpa}$$

D'où : $\tau_u = 2.67 \text{ Mpa} > \overline{\tau_u} = 3.33 \dots \dots \dots$ vérifiée.

• Calcul de l'espacement S_t : D'après le CBA 93 (Art A.5.1.2.2)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29.25\text{cm}.$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$.

• Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{Tor}$$

Tableau II 30. Ferrailage transversale de la poutre palière à la flexion et à la torsion.

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.30 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.003 \times b \times St = 0.9$ $A_t = M_{Tor} \times St \times \gamma_s / 2\Omega \times f_e = 0.384 \text{ cm}^2$

D'où : $A_t = 0.3 + 0.9 = 1.2 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier **4HA8=2.01 cm²**

• Choix de ferrailage :

Pour A'_l on choisit **6 HA12 = 6.79 cm²**.

Pour A''_l on choisit **6 HA12 = 6.79 cm²**.

Pour A_t on choisit **4HA8 = 2.01 cm²**.

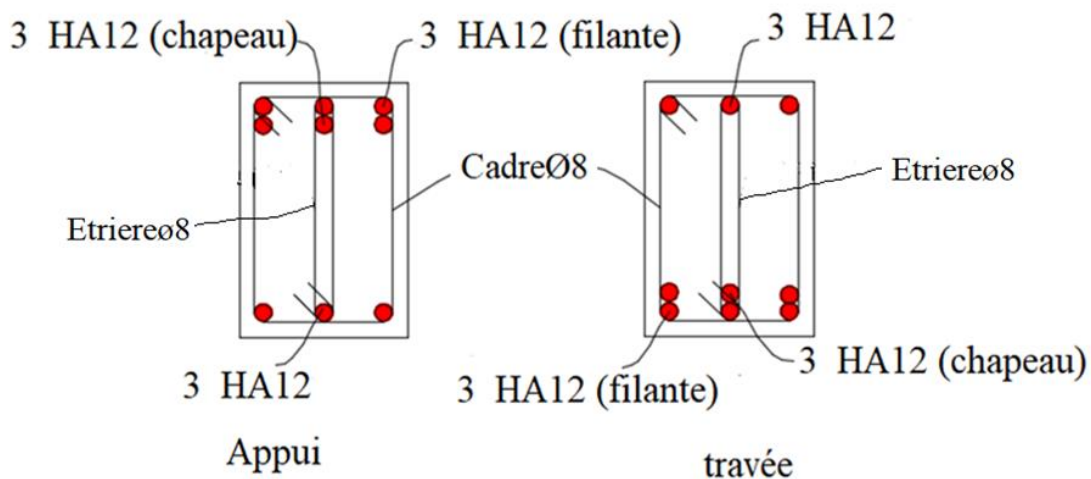


Figure II 28. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

II.9. Etude de l'acrotère:

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

Tableau II 31. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Enduit de Ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
--------------	------------------	----------------------	------------------------	-----------

85	0.36	3.56	1	3.92
-----------	-------------	-------------	----------	-------------

- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

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 : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,92 = 1,88 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations :

• Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i}$$

$$X_g = \frac{(85 \times 15) \times 7,5 + (15 \times 5) \times 22,5 + (15 \times 5) \times 20}{1275 + 75 + 75} = 8,95 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(85 \times 15) \times 42,5 + (15 \times 5) \times 72,5 + (15 \times 5) \times 78,33}{1275 + 75 + 75} = 45,96 \text{ cm}$$

$$N_G = 3,92 \text{ KN}$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,85 \Rightarrow M_Q = 0,85 \text{ KN.m}$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1,88 \times 0,4596 \Rightarrow M_{F_p} = 0,864 \text{ KN.m}$$

Tableau II 32. Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.92	5.29	3.92
(M KN.m)	1.71	1.28	0.85

• Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,24 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = 0,14 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et ${}_u N$ est effort de compression donc la section est entièrement comprimée.

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

On remplace l'excentricité réelle $e = \frac{M_u}{N_u}$ par une excentricité totale du calcul.

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

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.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm} ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égale 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.

$$l_f : \text{Longueur de flambement} ; l_f = 2 \times h = 1,7\text{m}$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } \begin{aligned} e_2 &= 0,01156\text{m} \\ e &= 0,272\text{m} \end{aligned}$$

➤ Calcul à l'E.L.U :

$$N_u = 3,92\text{KN} ; M_u = N_u \times e = 3,92 \times 0,272 \Rightarrow M_u = 1,066\text{KN.m} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa} ; \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$h = 15\text{cm} ; d = 12\text{cm} ; b = 100\text{cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,066 + 3,92 \times \left(0,12 - \frac{0,15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1,24\text{KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,006 < 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0,0075 ; Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1196 m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,24 \times 10^{-3}}{0,1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0,3 cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{St}} = 0,3 \times 10^{-4} - \frac{3,92 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0,187 cm^2$$

➤ Vérification à l'E.L.U :

• La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,44 cm^2$$

On remarque que : $A_{\min} > A_s \Rightarrow$ Donc on adopte:

$$A_s = 4\Phi 8/ml = 2,01 cm^2 /ml.$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 cm^2 \Rightarrow$$

$$A_r = 4 \Phi 6/ml = 1,13 cm^2 /ml.$$

• Espacement :

Armatures principales : $St \leq 100/4 = 25 cm$. On adopte $S_t = 25 cm$.

Armatures de répartitions : $St \leq 85/4 = 21,25 cm$. On adopte $S_t = 20 cm$.

• Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 4MPa) \Rightarrow \tau_u \leq \min(2,5 ; 4MPa) \Rightarrow \tau_u \leq 2,5 MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,88 + 1 \Rightarrow V_u = 2,88 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,024 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

• Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.88 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.267 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ Vérification à l'ELS :

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{ser} = 3.92 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0.85 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ;$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

• Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.85/3.92) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.262 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de la section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.262 \Rightarrow c = -0.142 \text{ m.}$

$$c = -0.142 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.142)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.142}{1} \Rightarrow P = -0.056 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.142)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.142)^2}{1} \Rightarrow q = 0.00697 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.2325 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = -0.3745 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,069m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,92 \times 10^{-3}}{0,069} \times (-0,3745) \Rightarrow \sigma_{bc} = -0,021MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,92 \times 10^{-3}}{0,069} \times (0,12 + 0,3745) \Rightarrow \sigma_s = 0,42MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

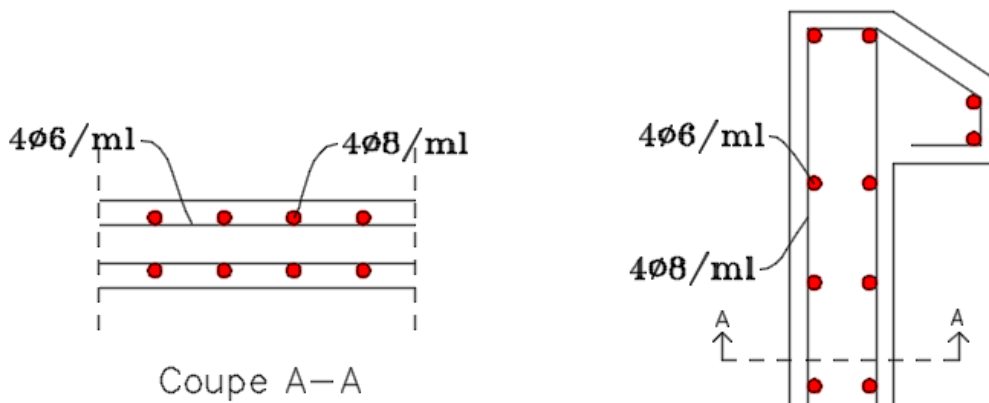
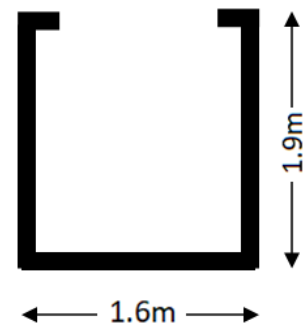


Figure II 29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

II.10. Etude de l'ascenseur:

II.10.1. 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 :

Puissance de l'ascenseur : $W = 6.8 \text{ KW}$

Charge due à l'ascenseur : $P_m = 15 \text{ KN}$

Charge due à la cuvette : $F_c = 145 \text{ KN}$

Charge due à la salle des machines : $D_m = 51 \text{ KN}$

La charge nominale est de 630 Kg

La vitesse : $V = 1.6 \text{ m/s}$

Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3 \text{ KN}$

II.10.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a $l_x=1.6m, l_y=1.9m, S=2.1 \times 2.4=3.04 m^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.9} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55 \leq e \leq 4$$

Figure II 30. Schéma de l'ascenseur.

$e \geq 11cm$ pour 2h de coupe feu.

$e \geq 13cm$ isolation phonique. Donc on prend $e=15cm$.

Tableau II 33. Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre de la dalle et des revêtements	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S = 1.6 \times 1.9$	$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.04}$	$G = G_1 + G_2 = 4.63 + 47.69$	1
$G_1 = 4.63 \text{ KN/m}^2$	$S = 3.04$	$G_2 = 47.69$	52.32	

$G_{total} = 52.32 \text{ KN/m}^2. Q_{total} = 1 \text{ KN/m}^2.$

II.10.2.1. Cas d'une charge répartie :

➤ A l'ELU :

• Calcul des sollicitations :

$q_u = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 72.132 \text{ KN/m}^2.$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.9} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$ Ladalletravailledanslesdeuxsens .

$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0517 \\ U_y = 0.6678 \end{cases}$

• Calcul des moments isostatiques :

$\begin{cases} M_0^x = 0.0517 \times 72.132 \times 1.6^2 \Rightarrow M_0^x = 9.54 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6678 \times 9.54 \Rightarrow M_0^y = 6.37 \text{ KN.m} \end{cases}$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement):

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.109 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.414 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.862 \text{KN.m}$

• Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau II 34. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	X-X	8.109	0.0401	0.052	0.118	2.03
	Y-Y	5.414	0.026	0.033	0.118	1.31
Appuis	X-X	-2.862	0.0139	0.01	0.119	0.71
	Y-Y					

➤ Vérification à l'ELU :

On calcul A_{min} : on a des HA f_{c28} => $\rho_0 = 0.0008$; $e = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.88$

$$FN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

Tableau II 35. Vérification de la section d'acier.

Sens	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$	A_y^t	$A_x^t/4$	$A_{adopté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	1.27	25	1.51 > 0.51		En travée et en appuis : $A_x^t = 4HA10 = 3.14$
y-y	1.2	25			En travée et en appuis : $A_y^t = 4HA10 = 3.14$

Tableau II 36. Vérification de l'effort tranchant

Vu (KN)	$\tau_u(\text{Mpa})$	$\tau^{lim}(\text{Mpa})$	Observation	$\tau_{adm}(\text{Mpa})$	Observation
33.61	0.28	1.16	A_t ne sont pas nécessaires	3.33	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 34.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 \begin{cases} U_x = 0.0586 \\ U_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.99 \text{ KN.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.79 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Etat limite de compression du béton :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{On trouve : } y = 3.74 \text{ cm}, I = 7526.1 \text{ cm}^4$$

a) **En travée :**

$$\sigma_{bc}^{x-x'} = 3.5 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc}^{y-y'} = 2.87 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

b) **En appuis :**

$$\sigma_{bc} = 1.41 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

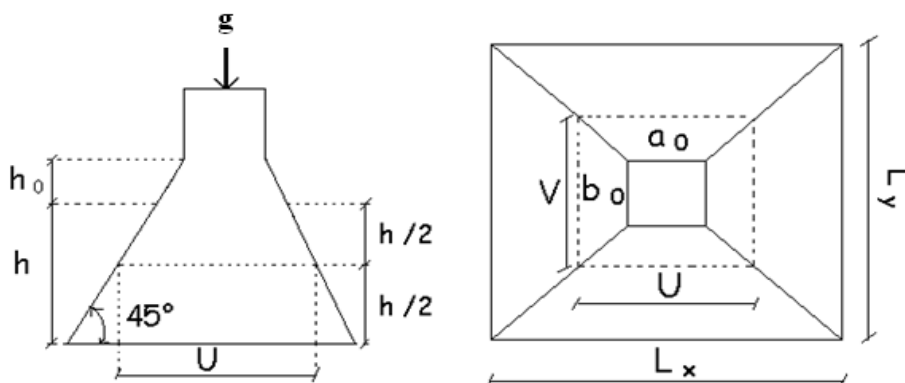
• Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.071 > 0.0425 \\ 3.14 < 6 \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

II.10.2.2. Cas d'une charge concentrée :

On a le schéma représentant la surface d'impact :



$$U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x . h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine
 b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y . h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide
 $a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement. $\xi = 0.75$ $h_1 = 4$ cm

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 4) = 101 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 4) = 101 \text{ cm}$$

a) A l'ELU :

$$\text{On a } G = 72.132 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.132 = 97.37 \text{ KN.}$$

• Calcul des sollicitations :

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0.84$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{101}{160} = 0.631$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{101}{190} = 0.531$$

En se référant à l'abaque PIGEAU, on trouve $M_1 = 0.105$ et $M_2 = 0.088$.

• Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 72.132 \times 0.105 = 7.57 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 72.132 \times 0.088 = 6.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.84 \begin{cases} U_x = 0.0517 \\ U_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 1 = 8.39 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0517 \times 8.39 \times (1.6)^2 = 1.11 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 0.6678 \times 1.11 = 0.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.68 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur :

a) En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 8.68 = 7.378 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.08 = 6.018 \text{ KN.m}$$

b) En appuis :

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 \times 8.68 = -4.34 \text{ KN.m}$$

Tableau II 37. Calcul des ferrailages.

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)
X-X	7.378	-4.34	1.94	1.13
Y-Y	6.018	-4.34	1.59	1.13

➤ Vérification a l'ELU :

On a un chargement concentré et FPN

$$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

Tableau II 38. Vérification de la section d'acier.

Sens	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _y ^t	A _x ^t /4	A _{adopté} (cm ² /ml)
x-x	1.272	25	1.59 > 0.485		En travée et en appui : A _x ^t = 4 HA10 = 3.14
y-y	1.2	25			En travée et en appui : A _y ^t = 4 HA10 = 3.14

• Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (101 + 101) \Rightarrow U_c = 404 \text{ cm.} ; \quad p_u = 454.5 \text{ KN}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = 150 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.105 + 0.2 \times 0.088) = 8.86 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.088 + 0.2 \times 0.105) = 7.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.1 + 1 = 6.1 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.47 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\text{Les moments agissant sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.33 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en travée et en appuis : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 8.78 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 7.73 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.3 \times M_x \Rightarrow M_a = -3.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Vérification des contraintes :

On a une fissuration peut préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.
Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, Les résultats sont résumés dans le tableau.

Tableau II 39. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t adopté (cm ² /ml)
X-X'	8.78	-3.1	3.14
Y-Y'	7.73	-3.1	3.14

a) En travée

Sens x-x' : $\sigma_{bc} = 4.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

Sens y-y' : $\sigma_{bc} = 4.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

b) En appuis :

$\sigma_{bc} = 1.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

• Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{2.1} = 0.071 > 0.0425 \\ 3.14 < 6 \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

Donc le choix de ferrailage est: $A_{sy} = A_{sx} = A_a = 4HA10/ml$; $St = 25 \text{ cm}$

II.10.3. Schéma de ferrailage :

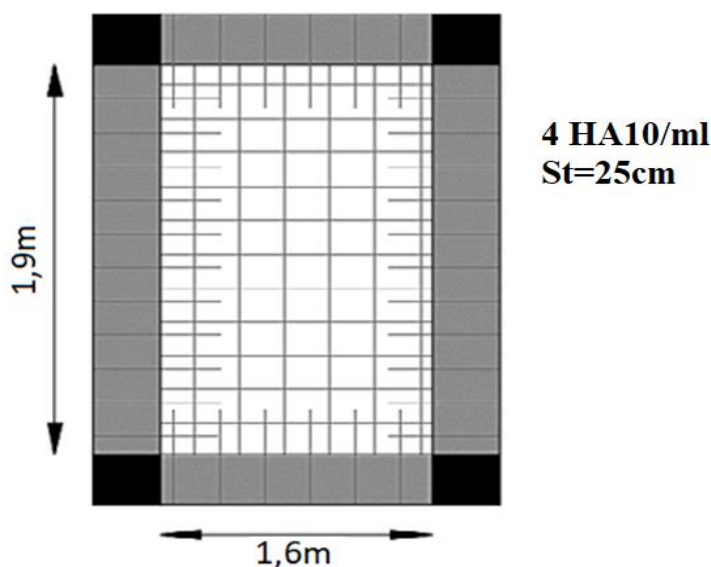


Figure II 31. Schéma de ferrailage de l'ascenseur

II.11. Poutre de chaînage :

Dimensionnement selon le BAEL :

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}$$

On prend : h=45cm et b=30 cm

➤ Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

$$G_p: \text{ Poids propre } G_p = 0.45 \times 0.30 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$$

$$G_m: \text{ Poids du mur } G_{mur} = 2.81 \times (3.24 - 0.45) = 7.83 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times (3.375 + 7.83) = 15.12 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 3.375 + 7.83 = 11.2 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul a L'ELU :

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{8} = 47.27 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.15 \times M_t = -7.09 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

Tableau II 40.Ferraillage de la poutre de chaînage.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
En travée	47.27	0.061	0.079	0.41	3.30	6HA14 = 9.24
En appuis	-7.09	0.009	0.011	0.42	0.48	6HA14 = 9.24

➤ Vérification a L'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.315 \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

• Calcul des armatures transversal :

$$\emptyset \leq \min (\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) = \min (10; 45/35 ; 30/10)=10 \text{ mm}$$

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 1 cadre + 1 étrier de } \emptyset 10.$$

• L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 38.25cm$$

$$S_t \leq \frac{At \times 0.8 \times f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.3(0.315 - 0.3 \times 2.1)} = -1.06 \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 1.05 \text{ m} = 79 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t=15 \text{ cm}$

➤ Vérification à l'ELS :

Tableau II 41. Vérification de l'état limite de compression du béton.

M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Observation
35	10.4	63644.71	5.73	15	Vérifier
5,25	10.42	63644.71	0.86	15	Vérifier

• Vérification de l'état limite de déformation :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0.09$$

< 0.1 non vérifier

CBA93 (Article B 6.5.)

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

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

$$j = G_{pch} + G_{cc-rev} \times l_0 = 3.375 + 3.55 \times 0.65 = 5.68 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{pch} + G_{cc} \times l_0 + G_{mur} = 3.375 + 5.8 \times 0.65 + 7.83 = 14.975 \text{ KN/ml}$$

$$p = G_{pch} + (G_{cc} + Q_{cc}) \times l_0 + G_{mur} = 3.375 + (5.8 + 1.5) \times 0.65 + 7.83 = 15.95 \text{ KN/ml}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \left(\frac{l}{1000}\right) = \frac{500}{1000} + 0.5 = 1 \text{ cm}$$

Tableau II 42. Vérification de la flèche.

j (KN/ml)	g (KN/ml)	p (KN/ml)	f (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
5.68	14.975	15.95	0.332	1	Vérifier

• Choix de ferrailage :

Pour A_l on choisit **6HA14 = 9.24 cm²**.

Pour A_l^a on choisit **6HA14 = 9.24 cm²**.

Pour A_v on choisit **4HA8 = 3.14 cm²**.

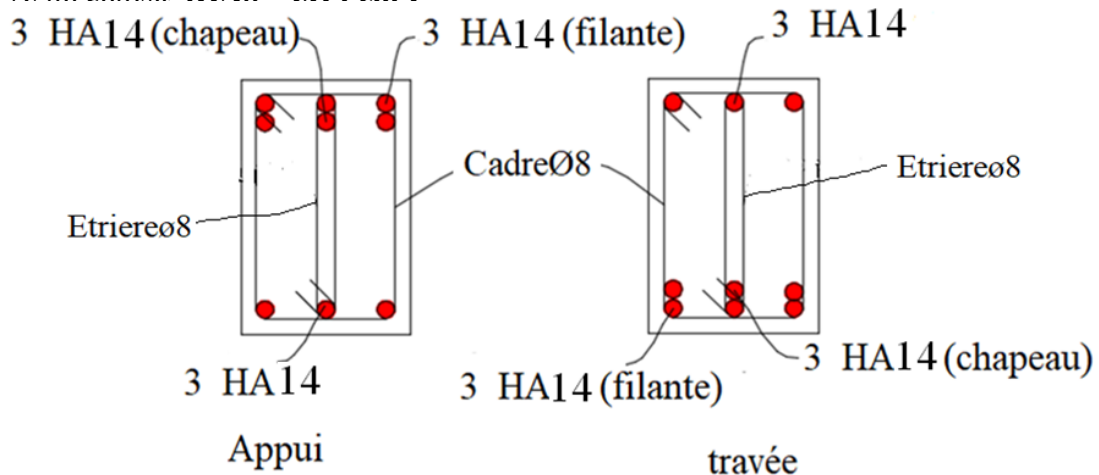


Figure II 32 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.12. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre projet comprend trois types de dalles pleines, elles ont été étudiées et ferrillées avec les sollicitations les plus défavorables.

Notre structure présente un type d'escaliers, ces derniers sont à deux volées. Dans ce chapitre nous avons étudiés et ferrillés les deux escaliers.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle du local des machines.

La poutre palière a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple.

Chapitre III

Etude Dynamique

III.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

III.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

III.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

III.3.1. Méthode statique équivalente:

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

III.3.1.1. Calcul de de l'effort sismique V statique :

L'effort sismique V, appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient dépend de deux paramètres :- Groupe d'usage : groupe 2

- Zone sismique : zone IIa \Rightarrow **A = 0.15**

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles, donc : **R = 5**

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ RPA99 (Formule 4.4)}$$

P_q: est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité *q* est satisfait ou non.

Tableau III 1. Valeurs des pénalités P_q.

“ Critère q ”	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : **Q_x=Q_y= 1,2**

W: poids total de la structure :

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W G_i: poids dû aux charges permanentes totales.

W Q_i : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\Rightarrow W = 26507,44 \text{KN}$ (Donnée par le logiciel ETABS 2016.)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Pour le calcul du facteur D, qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

RPA 99 (Tableau 4.7)

On a un sol meuble (site S3) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement est donné par : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$

Où $\varepsilon(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$ Pour un contreventement mixte.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = 0,8165 > 0,7$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

$T_{\text{empirique}} = \min (T_1 = c_T \cdot h_n^{3/4}, T_2 = 0.09 \cdot h_n / \sqrt{L})$

RPA99 (Formule 4-6 et 4-7)

$H_n = 34,36 \text{ m}$ (Hauteur totale de la structure)

$c_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage) RPA99 (Tab.4-6)

$\Rightarrow T_1 = 0.71 \text{ s}$

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$L_x = 21,30 \text{ m}, L_y = 20,58 \text{ m}$

$\Rightarrow T_{2x} = 0.67 \text{ s}$

$\Rightarrow T_{2y} = 0.68 \text{ s}$

Sens x-x : $T_{x\text{empirique}} = \min (T_1, T_{2x})$

$T_{x\text{empirique}} = 0.67 \text{ s}$

Sens y-y :

$T_{y\text{empirique}} = 0.68 \text{ s}$

$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,481 \\ D_y = 2,505 \end{cases}$

$V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.143 \times 1.2}{5} \times 26507,44 = 2044.99 \text{ KN}$

$V_{stx} = 2044.99 \text{ KN}$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 2,120 \times 1.2}{5} \times 26507,44 = 2023,04 \text{KN}$$

$$V_{sty} = 2023,04 \text{ KN}$$

III.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel **ETABS 2016** avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone IIa.
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de qualité de la structure $q_x = q_y = 1.2$
- Coefficient de comportement global de la structure $R = 5$.
- Site meuble : S3.
- $\varepsilon = 8,5\%$.

III.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:

III.4.1. Disposition des voiles de contreventement:

L'aspect architectural de notre structure présente une insuffisance d'emplacements des voiles, plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux (voir tableau IV.8.).

La disposition retenue est la suivante :

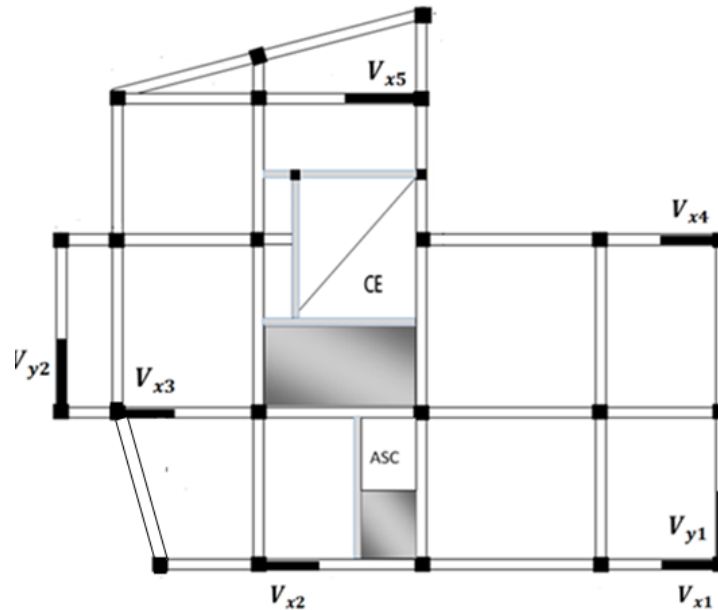


Figure III 1Disposition des voiles

III.4.2. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III 2. Mode de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masse totale (ton)
1	0,876	74,25	0,09	74,25	0,0009166	2650,744
2	0,816	74,25	75,01	0	75,01	2650,744
3	0,644	74,27	75,24	0,02	0,23	2650,744
4	0,273	87,62	75,5	13,36	0,26	2650,744

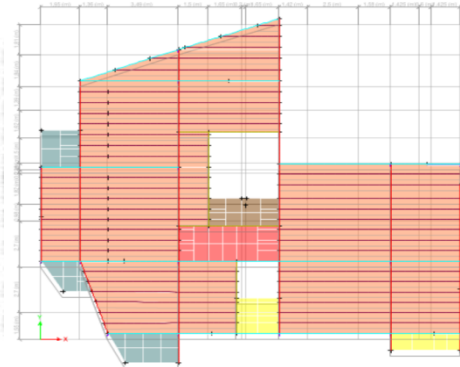
5	0,26	87,93	89,1	0,31	13,6	2650,744
6	0,196	87,94	89,1	0,004985	0,001149	2650,744
7	0,145	91,46	90,39	3,52	1,28	2650,744
8	0,141	93,11	93,09	1,66	2,7	2650,744
9	0,106	93,11	95,43	0,0003371	2,34	2650,744
10	0,097	93,16	95,48	0,05	0,05	2650,744
11	0,091	95,71	95,48	2,55	0,000492	2650,744
12	0,076	95,87	95,48	0,16	0,002489	2650,744

NB : d'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et selon l'axe y au bout du 7^{ème} mode.

III.4.3. Analyse du comportement de la structure :



**Mode1 : translation
suivant x-x**



**Mode2 : translation
suivant y-y**



Mode3 : torsion

Figure III 2. Les trois premiers modes de déformation.

III.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III 3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8*V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	1389,70	1635,99	Non vérifiée
Sens Y-Y	1458,38	1618,43	Non vérifiée

NB : on remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x-x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.18$

Même chose concernant le sens y-y la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.12$

Après majorations des paramètres de réponses suivant sens X-X nous obtenons les résultats suivants :

Tableau III 4. Vérification de la résultante des forces sismiques après augmentation des paramètres.

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8*V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	1639,84	1635,99	Vérifiée
Sens Y-Y	1619.01	1618,43	Vérifiée

III.4.5. Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux(IV.2.) et (IV.3.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

III.4.5.1. Sous charges verticales :

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Tableau III 5. Interactions sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 9	1253,5463	214,1041	1467,6504	85,4117779	14,5882221	Vérifiée
Etage 8	3538,6789	745,2459	4283,9248	82,6036652	17,3963348	Vérifiée
Etage 7	5930,5059	1097,0738	7027,5797	84,3890237	15,6109763	Vérifiée
Etage 6	8366,6934	1620,2386	9986,932	83,776413	16,223587	Vérifiée
Etage 5	10992,7522	2065,9686	13058,7208	84,1793953	15,8206047	Vérifiée
Etage 4	13575,3998	2545,0071	16120,4069	84,2125133	15,7874867	Vérifiée
Etage 3	16403,8579	2882,4231	19286,281	85,0545416	14,9454584	Vérifiée
Etage 2	19159,0944	3289,3546	22448,449	85,3470741	14,6529259	Vérifiée
Etage 1	22105,1103	3567,5592	25672,6695	86,1036687	13,8963313	Vérifiée
RDC	24979,5585	4311,959	29291,5175	85,2791546	14,7208454	Vérifiée

III.4.5.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivant

Tableau III 6. Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 9	150,9629	16,2757	167,2386	90,2679764	9,73202359	Vérifiée
Etage 8	249,8712	57,0933	306,9645	81,4006831	18,5993169	Vérifiée
Etage 7	358,0457	171,7349	529,7806	67,5837696	32,4162304	Vérifiée
Etage 6	415,7774	285,2464	701,0238	59,3100263	40,6899737	Vérifiée

Etage 5	518,7346	318,2002	836,9348	61,9802881	38,0197119	Vérifiée
Etage 4	534,9909	429,9669	964,9578	55,441896	44,558104	Vérifiée
Etage 3	633,4385	452,0229	1085,4614	58,3566122	41,6433878	Vérifiée
Etage 2	627,1932	568,1997	1195,3929	52,467536	47,532464	Vérifiée
Etage 1	692,7109	612,4983	1305,2092	53,0727871	46,9272129	Vérifiée
RDC	516,0681	956,8174	1472,8855	35,0378967	64,9621033	Vérifiée

Tableau III 7. Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 9	184,3103	22,2213	206,5316	89,2407264	10,7592736	Vérifiée
Etage 8	235,6892	70,2836	305,9728	77,0294614	22,9705386	Vérifiée
Etage 7	366,6152	142,7887	509,4039	71,9694529	28,0305471	Vérifiée
Etage 6	453,9078	218,5683	672,4761	67,4979825	32,5020175	Vérifiée
Etage 5	587,1658	232,9372	820,103	71,5965921	28,4034079	Vérifiée
Etage 4	600,3372	353,3895	953,7267	62,9464604	37,0535396	Vérifiée
Etage 3	720,5014	356,8317	1077,3331	66,8782385	33,1217615	Vérifiée
Etage 2	698,6008	488,439	1187,0398	58,8523485	41,1476515	Vérifiée
Etage 1	774,4781	511,015	1285,4931	60,2475501	39,7524499	Vérifiée
RDC	577,2412	952,5053	1529,7465	37,7344351	62,2655649	Vérifiée

III.4.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière.

f_{c_j} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa.

Tableau III 8. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	N _{rd}	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	60	65	3900	2927,86	0,3	Vérifiée
Etage 1	60	65	3900	2621,37	0,27	Vérifiée
Etage 2	55	60	3300	2254,9548	0,27	Vérifiée
Etage 3	55	60	3300	1908,1769	0,23	Vérifiée
Etage 4	50	55	2750	1568,8821	0,22	Vérifiée
Etage 5	50	55	2750	1256,5814	0,18	Vérifiée
Etage 6	45	50	2250	952,3189	0,17	Vérifiée
Etage 7	45	50	2250	672,313	0,11	Vérifiée
Etage 8	40	45	1800	463,7409	0,10	Vérifiée
Etage 9	40	45	1800	224,5753	0,05	Vérifiée

III.4.7. Vérification des déplacements:

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K_{-1} \delta K = R \times \delta e K$$

Avec :

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43).

$\delta e K$: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

Tableau III 9. Vérification des déplacements relatifs (x-x)

Niveaux	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	h_k (cm)	$\Delta k/hk$ (%)	Observation
RDC	0,1802	0,901	0	0,901	350	0,257428	Vérifiée
Etage 1	0,39	1,95	0,901	1,049	324	0,323765	Vérifiée
Etage 2	0,6354	3,177	1,95	1,227	324	0,378703	Vérifiée
Etage 3	0,8924	4,462	3,177	1,285	324	0,396604	Vérifiée
Etage 4	1,1484	5,742	4,462	1,28	324	0,395061	Vérifiée
Etage 5	1,391	6,955	5,742	1,213	324	0,374382	Vérifiée
Etage 6	1,6155	8,0775	6,955	1,1225	324	0,346450	Vérifiée
Etage 7	1,8149	9,0745	8,0775	0,997	324	0,307716	Vérifiée
Etage 8	1,9914	9,957	9,0745	0,8825	324	0,272376	Vérifiée
Etage 9	2,14	10,7	9,957	0,743	324	0,229320	Vérifiée

Tableau III 10. Vérification des déplacements relatifs (y-y)

Niveaux	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	h_k (cm)	$\Delta k/hk$ (%)	Observation
RDC	0,1975	0,9875	0	0,9875	350	0,28214286	Vérifiée
Etage 1	0,4102	2,051	0,9875	1,0635	324	0,32824074	Vérifiée
Etage 2	0,6525	3,2625	2,051	1,2115	324	0,37391975	Vérifiée
Etage 3	0,8994	4,497	3,2625	1,2345	324	0,38101852	Vérifiée
Etage 4	1,141	5,705	4,497	1,208	324	0,37283951	Vérifiée
Etage 5	1,3633	6,8165	5,705	1,1115	324	0,34305556	Vérifiée
Etage 6	1,5646	7,823	6,8165	1,0065	324	0,31064815	Vérifiée
Etage 7	1,7396	8,698	7,823	0,875	324	0,27006173	Vérifiée
Etage 8	1,8935	9,4675	8,698	0,7695	324	0,2375	Vérifiée
Etage 9	1,9517	9,7585	9,4675	0,291	324	0,08981481	Vérifiée

III.4.8. Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. D'après RPA99/2003 (article 5.9) ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans notre cas la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après :

Tableau III 11. Vérification des effets P- Δ (x-x)

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Observation
RDC	350	26507,44	0,901	1515,7762	0,04357477	Vérifiée
Etage 1	324	22686,116	1,049	1344,5266	0,05462875	Vérifiée
Etage2	324	19742,6244	1,227	1231,8835	0,06069247	Vérifiée
Etage 3	324	16799,1329	1,285	1118,4024	0,05957265	Vérifiée
Etage 4	324	13953,6514	1,28	994,4848	0,05543125	Vérifiée
Etage 5	324	11108,1698	1,213	862,7268	0,04820421	Vérifiée
Etage 6	324	8351,7883	1,1225	722,8066	0,04003121	Vérifiée
Etage 7	324	5662,2318	0,997	546,8023	0,03186453	Vérifiée
Etage 8	324	3164,7514	0,8825	350,0305	0,02462654	Vérifiée
Etage 7	324	1148,5326	0,743	178,5318	0,0147527	Vérifiée

Tableau III 12. Vérification des effets P- Δ (y-y)

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Observation
RDC	350	25657,4485	0,9875	1592,7402	0,04545039	Vérifiée
Etage 1	324	22686,116	1,0635	1334,684	0,05579229	Vérifiée
Etage 2	324	19742,6244	1,2115	1232,4704	0,05989724	Vérifiée
Etage 3	324	16799,1329	1,2345	1117,5116	0,05727709	Vérifiée
Etage 4	324	13953,6514	1,208	988,6304	0,05262303	Vérifiée
Etage 5	324	11108,1698	1,1115	849,1309	0,04487788	Vérifiée
Etage 6	324	8351,7883	1,0065	694,859	0,03733804	Vérifiée
Etage 7	324	5662,2318	0,875	524,8637	0,02913427	Vérifiée
Etage 8	324	3164,7514	0,7695	341,9136	0,02198299	Vérifiée
Etage 9	324	1148,5326	0,291	200,9193	0,00513416	Vérifiée

III.5. Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant logiciel ETABS 2016, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

L'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles causé par la présence du parking et de la galerie, le seul inconvénient est que les charges reprises par les portiques dans les derniers niveaux, sachant que la force sismique est moins importante, sont plus grande que celles reprises par les voiles dans l'interaction sous charge horizontale ceci est dû à la longueur des voiles qui se réduisent à pas plus de 2.5 m. Mais après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un comportement acceptable

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre IV

Etude des éléments structuraux.

IV.1. Etude des poutres :

IV.1.1. Introduction:

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel Robot structural analysis, combinés par les combinaisons les plus défavorables donnés par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0,8G+E$
- $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×45).

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

IV.1.1.1. Ferrailage :

- Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone II_a.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
 - Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

IV.1.2. Calcul du ferrailage :

Tableau IV 1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutre	S (cm ²)	Local	M(KN/m)	V (KN)	comb	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC+ Etage courant	PP	30x45	Appuis	195,26	276,28	acc	6.75	12,95	3HA14+3HA20=14.04
			Travée	149,44				9,59	6HA16 = 12.06
	PS	30x45	Appuis	131,58	170,17	acc	6.75	8,35	6HA14 = 9.24
			Travée	100,62				6,26	6HA12 = 6.77
Terrasse	PP	30x45	Appuis	118,86	141,16	acc	6.75	7,48	6HA14 = 9.24
			Travée	81,25				5,83	6HA12 = 6.77
	PS	30x45	Appuis	94,81	78,14	acc	6.75	5,88	6HA12 = 6.77
			Travée	72,35				4,43	6HA12 = 6.77

IV.1.2.1. Vérification des armatures selon le RPA 99 : (article 7.5.2.1)

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

- Pourcentage minimale des armatures longitudinales :

$A_{min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

IV.1.2.2. Les armatures transversales :

- Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\emptyset \leq \min (\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) = \min (1,2 ; 45/35 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de Ø8 pour toutes les poutres.

- Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du RPA 99Art (7.5.2.2)

- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12 \times \varnothing_1) = \min(11.25\text{cm} ; 14.4\text{cm}) \Rightarrow$ Soit $S_t = 10\text{cm}$
- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm} \Rightarrow$ Soit $S_t = 15\text{cm}$

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{min} = 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.1.3. Vérification à l'ELU :

- Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333.f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV 2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (Mpa)	τ_{Adm} (Mpa)	Observation
Principales	276,28	2,16	3.33	Vérifiée
Secondaires	170,17	1,33	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tous les poutres.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1).$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2) \gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_l^{rive}(\text{cm}^2)$	$A_l^{int}(\text{cm}^2)$	Observation
Principales	14,04	276,28	195,26	7,94	-6,73	Vérifiée
Secondaires	9,24	170,17	131,58	4,89	-4,99	Vérifiée

IV.1.4. Vérification à l'ELS:

- Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV4. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localis	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\sigma_{adm}(\text{Mpa})$	Obser
Principales	Appui	96,55	184613,61	18,40	9,62	15	Vérifiée
	Travée	68,29	166649,04	17,40	7,13	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	52,55	138246,51	15,72	5,97	15	Vérifiée
	Travée	45,63	109919,95	13,91	5,77	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

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

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \text{BAEL91 (Art B. 6.5)}$$

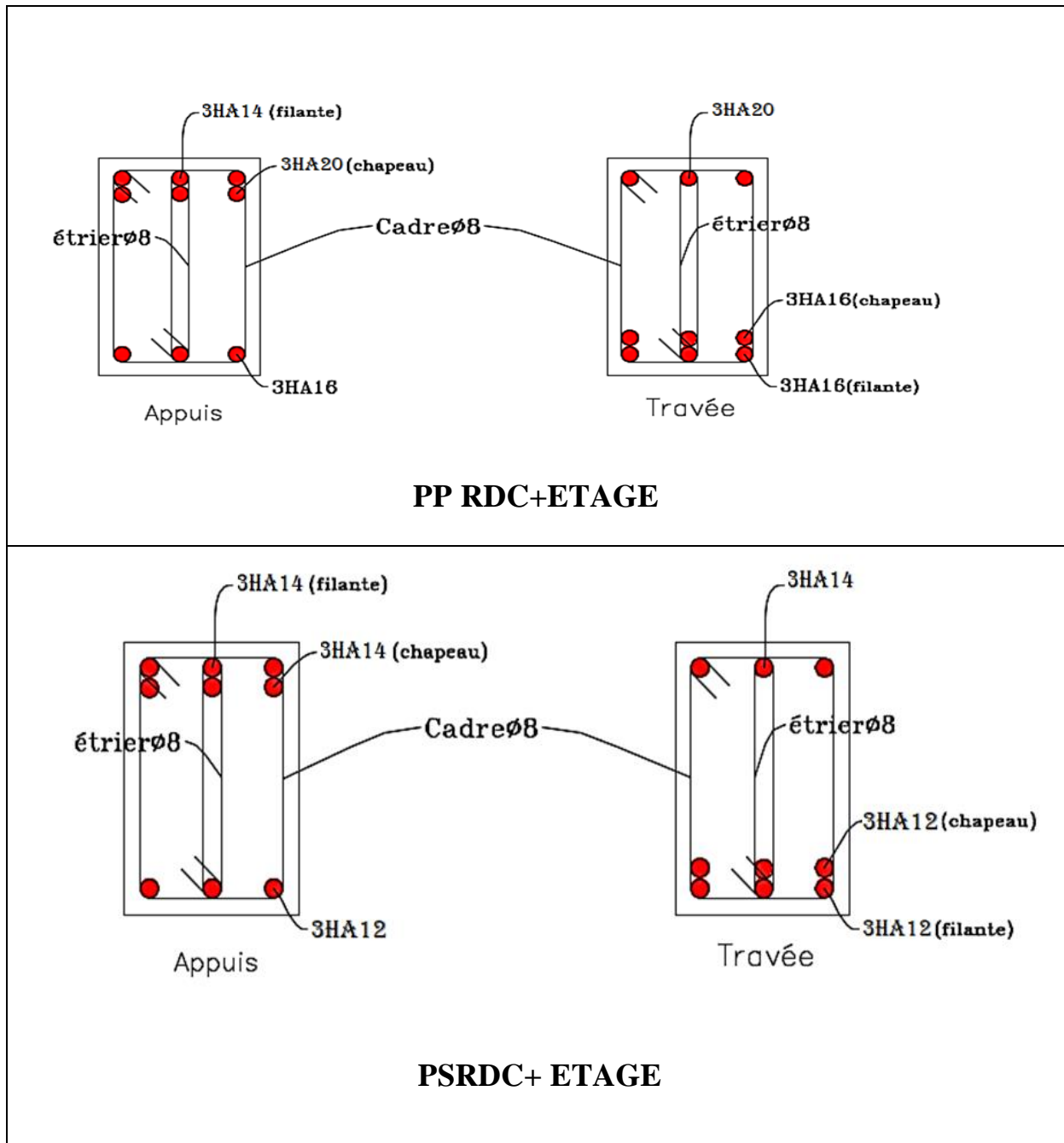
$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

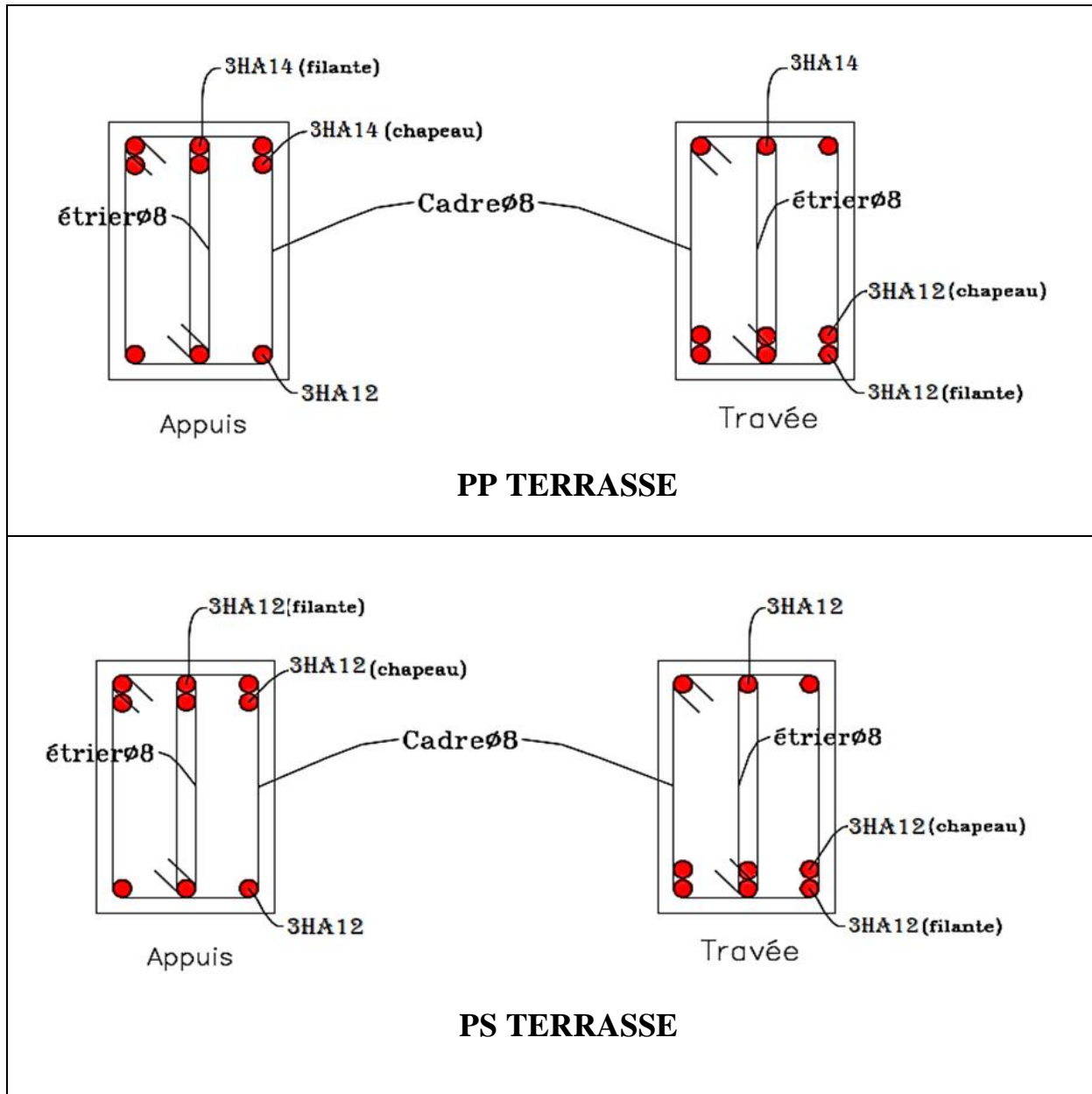
Tableau IV5. Vérification de la flèche pour les poutres.

Poutres	H _t (cm)	B(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	$h_t/L \geq 1/16$	$h_t/L \geq M_t/(10.M_0)$	$A_s/(b_0.d) \leq 4.2/fe$
PP	45	30	5,5	14,04	$0.082 \geq 0.06$	$0.082 \geq 0.085$	$0.01 \leq 0.01$
PS	45	30	5,5	9,24	$0.082 \geq 0.06$	$0.082 \geq 0.085$	$0.0083 \leq 0.01$
Obs :				Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau IV6. Schémas de ferrailage des poutres.





IV.2. Etude des poteaux :

IV.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Robot structural analysis dans l'ordre suivant : (RPA99/2003).

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)

- ✓ $G + Q + E \dots \dots \dots (3)$
- ✓ $G + Q - E \dots \dots \dots (4)$
- ✓ $0.8 G + E \dots \dots \dots (5)$
- ✓ $0.8G - E \dots \dots \dots (6)$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

IV.2.2. Recommandations du RPA99/2003 :

IV.2.2.1. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Article 7.4.1)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zones I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

IV.2.2.2. Ferrailage :

- Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)
- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.2.3. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau IV7. 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)	N (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol, RDC et étage 1	3504,15	24,18	170,07	1464,69	813,49	44,2
Etage 2 et 3	2535,45	37,97	118,69	160,97	91,56	103,11
Etage 4 et 5	1811,01	29,53	109,54	674,46	16,22	29,57
Etage 6 et 7	1141,14	25,11	125,02	98,67	95,85	20,21
Etage 8 et 9	570,75	34,40	103,87	126,89	115,78	5,09
Pot (30×30)	842,23	2,00	45,75	297,38	7,26	20,30

Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau de RDC (65×65) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **tableau V-6** précédent :

Données :

Soit : $N_{\min} = 813,49 \text{ KN}$; $M_{\text{corres}} = 44,2 \text{ KN.m}$

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $d = 62,5 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.054 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 44,2 \times 10^{-3} + 813,49 \times 10^{-3} \left(0.625 - \frac{0.65}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0,288 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 813,49 \times 10^{-3} (0.625 - 0.025) - 0.288 = 0,2 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.025) \times 0,65 \times 0,6 \times 18.48 = 1,432 \text{ MN.m}$$

Donc :

$0.2 < 1.432 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,288}{0.6 \times (0.625)^2 \times 18.48} = 0.066 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.086 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.6 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 11,93 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,03 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 10 \text{ cm}^2$

IV.2.4. Ferrailage :

➤ Armatures longitudinales :

Tableau IV8. Ferrailage longitudinale des poteaux.

Niveau	Sections (m)		A' cm ²	As cm ²	A _{RPA} cm ²	A _{ad} cm ²	Nombre de barres
	B	H					
Sous-sol, RDC et 1 ^{er}	0,6	0,65	0	10,17	31,2	32,17	16HA16
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	0,55	0,6	0	5,72	26,4	32,17	16HA16
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	0,5	0,55	0	6,31	22	24,13	12HA16
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	0,45	0,5	0	5,62	18	18,47	12HA14
8 ^{eme} et 9 ^{eme}	0,40	0,45	0	4,85	14,4	18,47	12HA14
Pot (30×30)	0.30	0.30	0	1,80	7,2	8,04	4HA16

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau ou dessous :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Acier feE400

$$\begin{cases} \text{si } \lambda \geq 5 & \rho = 2.5 \\ \text{si } \lambda < 5 & \rho = 3.75 \end{cases}$$

Tableau IV9. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Vu (KN)	λ	h1 (cm)	T (cm)	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{t adop} (cm ²)	Nbr barres
Sou-sol	60×65	141,38	4,93	65	10	1,36	1,9	6,28	8HA10
RDC	60×65	141,38	3,76	65	10	2,04	2,28	6,28	8HA10
1 ^{er}	60×65	141,38	3,48	65	10	2,04	1,44	6,28	8HA10
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	55×60	128,17	3,48	60	10	2,00	1,32	6,28	8HA10
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	50×55	114,28	3,48	55	10	1,94	1,2	4,71	6HA10
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	45×50	111,47	4,53	50	10	2,09	3,44	4,71	6HA10
8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40×45	74,86	5,04	45	10	1,04	1,35	4,71	6HA10
	30×30	66,43	7,56	30	10	1,40	0.90	1,57	2HA10

IV.2.5. Vérifications :

IV.2.5.1. Vérification au flambement :

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$. L'élanement mécanique est donné par :

- $\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.
- $\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

l_f = longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Tableau IV10. : Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	L0 (cm)	L _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)	Obs
Sous-sol	60×65	450	315	18,165	0,80	32,17	0,3654	8963,83	3504,15	OK
RDC	60×65	305	213,5	12,311	0,83	32,17	0,3654	9299,97	3504,15	OK

et 1 ^{er} étage	60×65	279	195,3	11,245	0,833	32,17	0,3654	9333,59	3504,15	OK
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55×60	279	195,3	12,26	0,830	32,17	0,3074	9297,97	2535,45	OK
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	50×55	279	195,3	13,494	0,826	24,13	0,2544	6941,40	1811,01	OK
6 ^{eme} ét7 ^{eme} étage	45×50	279	195,3	14,993	0,820	18,47	0,2064	5275,01	1141,14	OK
8 ^{eme} ét 9 étage	40×45	279	195,3	16,867	0,812	18,47	0,1634	5222,09	570,75	OK
Pot 30×30	30×30	279	195,3	22,524	0,784	8,04	0,0784	2195,03	842,23	OK

IV.2.5.2. Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V'}{I_{yy'}}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (Section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	Sec	D	A _s	v	v'	I _{yy'}	N _{ser}	M _{ser}	σ _{bc 1}	σ _{bc 2}	σ _{adm}	Obs
	cm ²	cm	cm ²	cm		cm ⁴	Kn	Kn. cm	Mpa			
Sous-sol, RDC et étage 1	60×65	62,5	32,17	32,5	32,5	1807420	2546,15	1749	6,02	5,59	15	OK
Etage 2 et 3	55×60	57,5	32,17	30	30	1354928,44	1841,39	2751	5,47	4,25	15	OK
Etage 4 et 5	50×55	52,5	24,13	27,5	27,5	919447,917	1315,29	2113	4,86	3,58	15	OK
Etage 6 et 7	45×50	47,5	18,47	25	25	609006,56	829,08	1819	4,02	2,53	15	OK
Etage 8 et 9	40×45	42,5	18,47	22,5	22,5	414570	416,18	2475	3,34	0,66	15	OK
Pot (30×30)	30×30	27,5	8,04	15	15	86343,75	612,56	145	6,25	5,75	15	OK

IV.2.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Tableau IV12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	Section	L _f	λ	ρ _d	D	Vd	τ _u	τ _{adm}	Obs
	(cm ²)	(cm)			(cm)	(KN)	(Mpa)	(Mpa)	
Sous-Sol	60×65	315	4,93	0,04	62,5	141,38	0,37701333	1	OK
RDC	60×65	213,5	3,76	0,04	62,5	141,38	0,37701333	1	OK
étage 1	60×65	195,3	3,48	0,04	62,5	141,38	0,37701333	1	OK
Étage 2 et 3	55×60	195,3	3,48	0,04	57,5	128,17	0,40528063	1	OK
Étage 4 et 5	50×55	195,3	3,48	0,04	52,5	114,28	0,43535238	1	OK
Étage 6 et 7	45×50	195,3	4,53	0,04	47,5	111,47	0,52149708	1	OK
Étage 8 et 9	40×45	195,3	5,04	0,04	42,5	74,86	0,58713725	1	OK
Pot 20×20	30×30	195,3	7,56	0,075	27,5	66,43	0,60390909	1,875	OK

IV.2.5.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec: } Z = 0.9 \times h$$

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

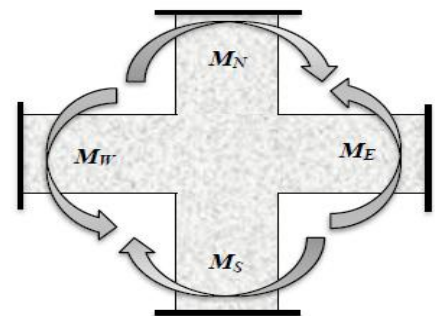


Figure IV 1. Schéma de la zone nodale.

Tableau IV13. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-Sol, RDC et étage 1	60×65	0,585	32,17	327,29
Etage 2 et 3	55×60	0,405	32,17	226,58
Etage 4 et 5	50×55	0,495	24,13	207,73
Etage 6 et 7	45×50	0,45	18,47	144,54
Etage 8 et 9	40×45	0,405	18,47	130,09

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux :

Tableau IV14. Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC+Etage courant	PP	30×45	0,405	14,04	98,89
	PS			9,24	65,08
Terrasse	PP	30×45	0,405	9,24	65,08
	PS			6,67	46,98

Tableau IV15. Vérification de la zone nodale.

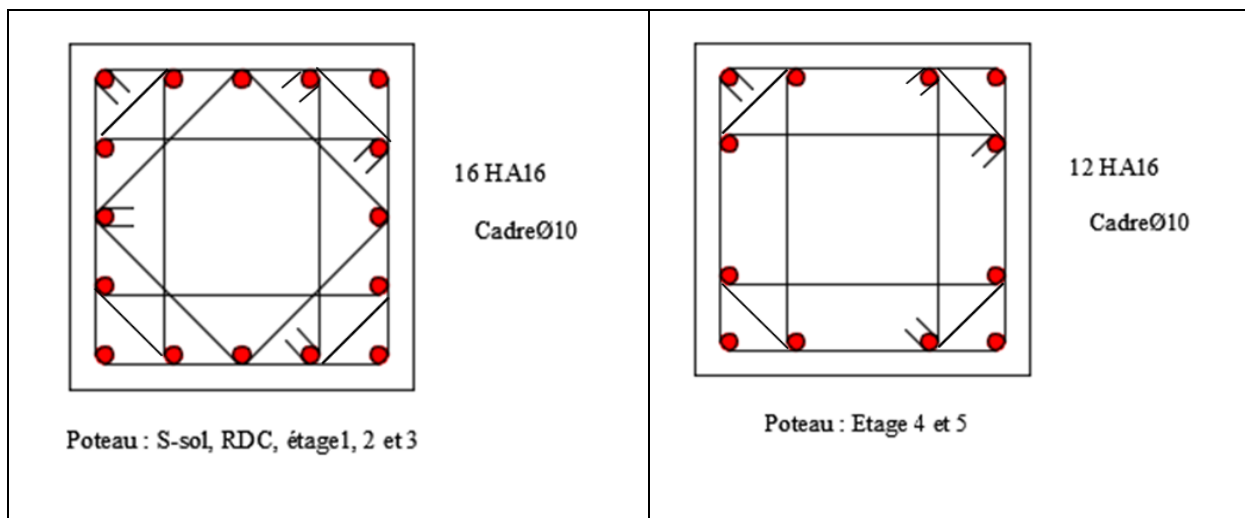
Niveau	M _s	M _n	M _n +M _s	M _w =M _e	1,25(M _w +M _e)	Observation
RDC	327,29	327,29	654,58	197,78	494,45	Vérifiée
Etage 1	327,29	327,29	654,58	197,78	494,45	Vérifiée
Etage 2	226,58	226,58	453,16	197,78	494,45	Vérifiée

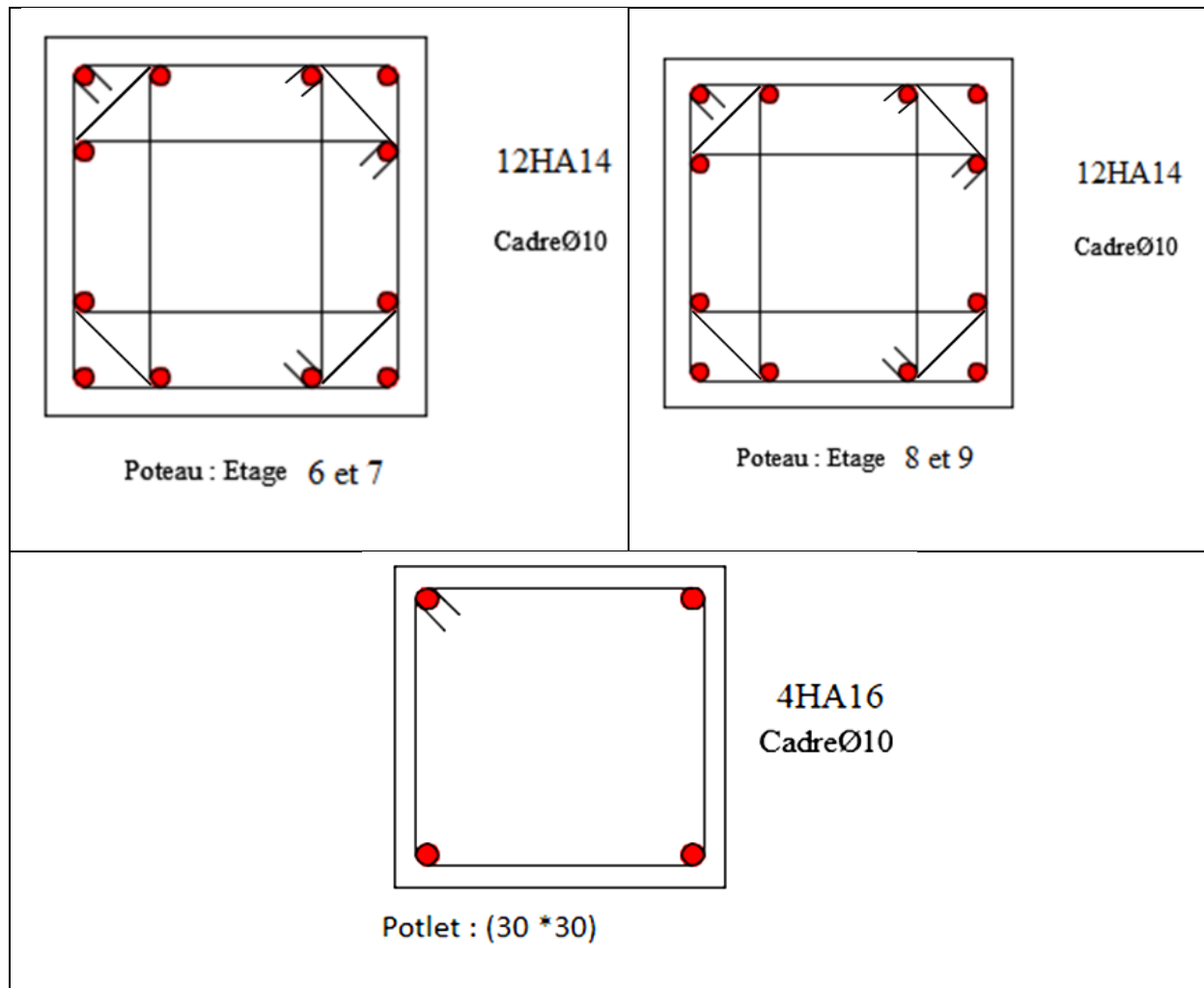
Etage 3	226,58	207,73	434,31	197,78	494,45	Vérifiée
Etage 4	207,73	207,73	415,46	197,78	494,45	Vérifiée
Etage 5	207,73	144,54	352,27	197,78	494,45	Vérifiée
Etage 6	144,54	144,54	289,08	197,78	494,45	Vérifiée
Etage 7	144,54	130,09	274,63	197,78	494,45	Vérifiée
Etage 8	130,09	130,09	260,18	130,16	325,4	Vérifiée
Etage 9	130,09	93,60	223,69	130,16	325,4	Vérifiée

➤ Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Tableau IV16. Schémas de ferrailage des poteaux.





IV.3. Étude des voiles :

IV.3.1. Introduction:

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

IV.3.2. Recommandations du RPA :

➤ Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

➤ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

➤ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

➤ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 $A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
 $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.

- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

IV.3.3. Ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ N_{max} → M_{correspondant}
- ✓ N_{min} → M_{correspondant}
- ✓ M_{max} → N_{correspondant}

➤ Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b * h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ La longueur de recouvrement :

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

➤ Règles communes :

$$A_{min} \left\{ \begin{array}{ll} 0.15\% (L_x \times e), & \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), & \text{en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), & \text{en zone tendue.} \end{array} \right.$$

- ✓ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Exemple de calcul

$N_{\min} = 1746,85 \text{ KN}$; $M_{\text{cor}} = 2115,93 \text{ KN.m}$.

$l = 2,175 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $d = 2,125 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{2115,93}{1746,85} = 1,2 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{2,175}{2} = 1,0875 \text{ m} \Rightarrow N$ effort de compression et c le centre de pression est à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2115,93 + 1746,85 \times \left(2,125 - \frac{2,175}{2} \right) = 4007,63 \text{ KN.m}$$

$$= 4,007 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,007}{0,2 \times (2,125)^2 \times 18,48} = 0,24$$

$$\mu_{bu} = 0,24 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,348$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,125(1 - 0,4 \times 0,348) = 1,83 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{4,007}{1,83 \times 400} = 54,74 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 54,74 \times 10^{-4} - \frac{1746,85 \times 10^{-3}}{400} = 11,06 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 11,06 \text{ cm}^2$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

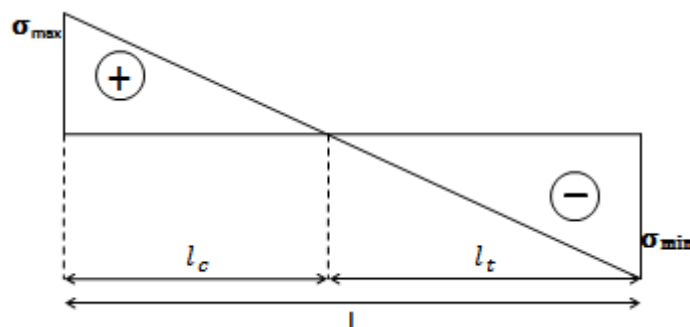


Figure IV 2 Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{1746,85 \times 10^{-3}}{2,175 \times 0,2} + \frac{2115,93 \times 10^{-3}}{0,17148} \times 1,0875 = 17,43 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1746,85 \times 10^{-3}}{2,175 \times 0,2} - \frac{2115,93 \times 10^{-3}}{0,17148} \times 1,0875 = -9,4 \text{ MPa} \end{cases} \text{ SPC}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailer symétriquement.

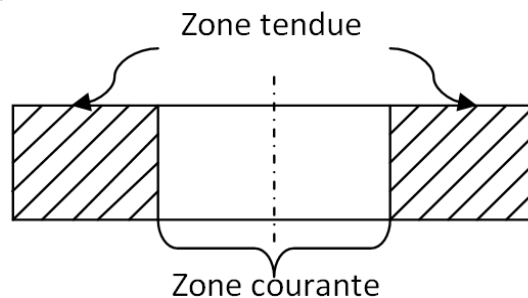


Figure IV 3 Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{9,4 \times 2,175}{17,43 + 9,4} = 0,76 \text{ m} \\ l_c = 2,175 - 2 \times 0,76 = 0,65 \text{ m} \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(20 \times 76) = 3,04 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,10\%(20 \times 65) = 1,3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(20 \times 215,7) = 6,47 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales

Rôle des armatures verticales :

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 426,06 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2,125} = 1.4 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1.4 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.175 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.75 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous

Tableau IV 17. Résultats du ferrailage des sous-sol + RDC.

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vy1	Vy2
L (m)	1	1,325	1,825	1,325	2,175	2,3	2,3
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
N (KN)	-393,02	522	218,006	901,88	1746,85	-1,54	324,99
M (KN.m)	68,90	831,93	67,88	692,36	2115,93	60,88	2578,42
V (KN)	131,38	308,97	322,05	187,74	426,06	588,71	572,56
τ (MPA)	0,92	1,69	1,27	1,03	1,4	1,83	1,78
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	7,02	1,54	3,76	5,10	9,83	0,7	15,07
A^{min} (cm ²)	3	3,975	5,475	3,975	6.525	6,9	6,9
σ^{max}	4,03	12,59	1,2	15,25	17,43	0,35	15,32
σ^{min}	0,1	5,78	0,014	8,44	9,4	0,34	13,91
L_t (m)	0,024	0,41	0,02	0,47	0,76	1,13	1,09
L_c (m)	0,95	0,49	1,78	0,38	0,65	0,03	0,11
A_{tendu}^{min} (cm ²)	0,096	1,66	0,08	1,88	3,04	4,53	4,37

$A_{courant}^{min}(cm^2)$	1,90	0,98	3,56	0,76	1,3	0,06	0,22
St (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_{adop}	4HA14+2HA12	6HA10	9HA10	6HA12	6HA12+6HA10	12HA10	4HA14+8HA12
St	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,02	1,88	1,41	1,14	1,75	2,03	1,97
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop}(cm^2)$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA12	2HA12

Tableau IV 18. Résultats du ferrailage d'étage courant.

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vy1	Vy2
L (m)	1	1,325	1,825	1,325	2,175	2,3	2,3
e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N (KN)	4,19	287,32	262,36	130,85	352,62	277,2	-729,23
M (KN.m)	5,16	23,09	116,65	62,39	88,27	293,5	267,92
V (KN)	87,82	84,71	179,45	104,42	203,25	289,26	228,73
τ (MPA)	0,61	0,62	0,49	0,76	0,89	1,19	0,94
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0	0	12,21
$A^{min}(cm^2)$	3	3,975	5,475	3,975	6,525	6,9	6,9
σ^{max}	0,23	1,97	2,35	2,07	1,82	3,02	4,13
σ^{min}	0,17	0,91	0,44	0,76	0,33	1,41	0,08
L_t (m)	0,42	0,41	0,28	0,35	0,33	0,73	0,04
L_c (m)	0,15	0,48	1,24	0,61	1,5	0,83	2,21
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	1,7	1,67	1,15	1,42	1,33	2,92	0,17

$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0,3	0,97	2,49	1,22	3,01	1,67	4,42
St (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_{adop}	6HA10	6HA10	9HA10	6HA10	12HA10	12HA10	12HA12
St	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,97	0,68	1,04	0,84	0,99	1,33	1,07
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

IV.3.4. Schéma de ferrailage :

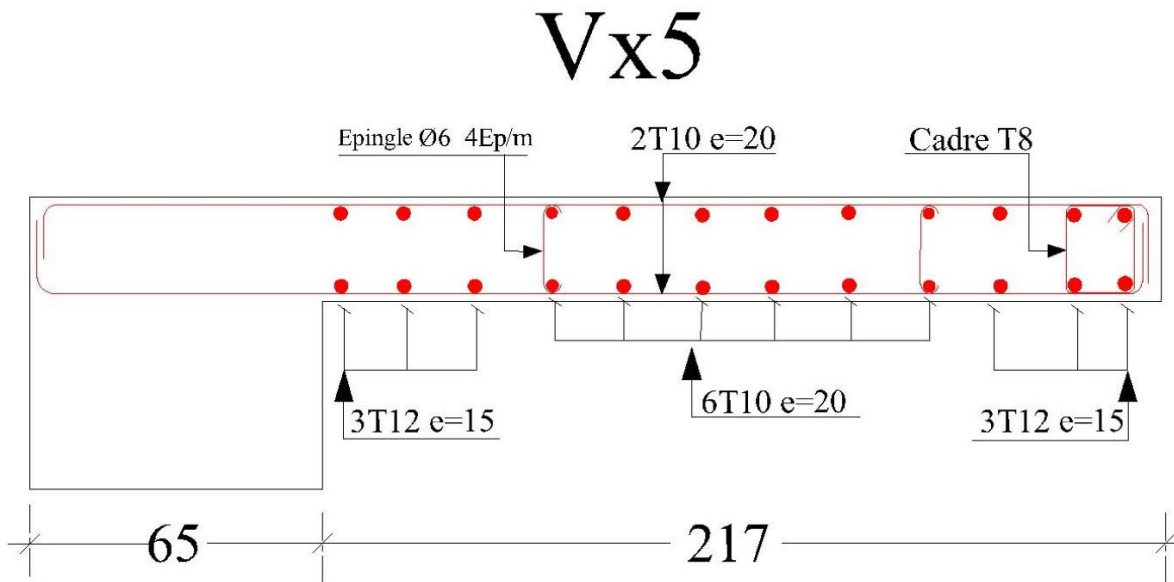


Figure IV 4 Exemple de ferrailage du voile Vx5 du sous-sol.

IV.4. Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiés les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie et la réalisation sont des facteurs très importants 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.

Chapitre V

Etude d'infrastructure

V.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

V.2. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'économie et la facilité de réalisation.
- L'uniformité en plan du sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\sigma = 1.47 \text{ bars}$.

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G+Q\pm E$
- ✓ $0.8\times G\pm E$

V.3. Etude des fondations :

V.3.1. Vérification des semelles isolées :

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par etabs 2016}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

$N=2550,32\text{KN}$.

$\bar{\sigma}_{sol}=1,47 \text{ bar}$.

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{650}{600} \times \frac{2550.32}{147}} = 4.33 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement des semelles isolées et filantes. Donc on opte alors pour un radier

V.3.2. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

V.3.2.1. Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

- h_t : hauteur des nervures.
- h_r : hauteur de la dalle.
- L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.5m$)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm} \quad \text{on opte } h_t = 40 \text{ cm}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \quad \text{on opte } h_r = 65 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

- E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- I : inertie de la section du radier.
- K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.
- b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h^3 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 82,46 \text{ cm}$$

Donc : $h = 90 \text{ cm}$.

➤ La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

• Calcul du Poids :

$N_{ser} = 34719,49 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{rad} = 0.4 \times 277,60 \times 25 = 2776,05 \text{ KN}$ (Poids du radier)

$P_{ner} = 0.6 \times 0.9 \times 152,82 \times 25 = 2063,07 \text{ KN}$ (Poids des nervures)

Vu la légère complexité de la géométrie de notre structure, nous avons calculés la surface avec une décomposition de formes adéquates (triangle, polygone, rectangle...).

$$S_{bat} = 277,60 \text{ m}^2$$

$$N_{ser} = 34719,49 + 2776,05 + 2063,07 = 39558,61 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{39558,61}{147} = 269,1 \text{ m}^2$$

$S_{rad} < S_{bat}$ On n'a pas besoin de débord Donc on prend :

$$S_{rad} = S_{bat} = 277,60 \text{ m}^2$$

➤ Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{b \times d} \times 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable

$$V_d = \frac{51330,11 \times 5,5}{2 \times 277,60} \times 1 = 508,49 \text{ KN}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 90 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

$$De(I) \Rightarrow d \geq (V_d \times \gamma_b) / (0,07 \times b \times f_{c28}) = 0,435 \text{ m}$$

$$\text{La surface du radier } S_{rad} = S_{bat} = 277,60 \text{ m}^2$$

V.3.2.2. Les vérifications :

➤ Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_i : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0,6 + 0,9 = 1,5 \\ B = b + h = 0,65 + 0,9 = 1,55 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (1,5 + 1,55) = 6,1m$$

$$\Rightarrow N_d = 3.509 \text{ MN} < 0,045 \times 6,1 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 4,11 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

• Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

$$M_X = 35738,46 \text{ KN.m}, M_Y = 38013,19 \text{ KN.m}.$$

$$N = 39558,61 \text{ KN}.$$

D'après le programme **socotec** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 18675,9 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10,04 \text{ m}.$$

$$I_Y = 33164,4 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7,26 \text{ m}.$$

• Sens xx:

$$\sigma_1 = \frac{39,55861}{277,60} + \frac{35,73846 \times 7.26}{18675.9} = 0,15Mpa$$

$$\sigma_2 = \frac{39,55861}{277,60} - \frac{35,73846 \times 7.26}{18675.9} = 0,12Mpa$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,15 + 0,12}{4} = 0,142Mpa < 0,147Mpa$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

• Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{39,55861}{277,60} + \frac{38,01319 \times 10.04}{33164.4} = 0,15Mpa$$

$$\sigma_2 = \frac{39,55861}{277,60} - \frac{38,01319 \times 10.04}{33164.4} = 0,13Mpa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,15 + 0,13}{4} = 0,145Mpa < 0,147Mpa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10KN/m^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 277,60m$ (surface du radier).

$H = 3.4m$ (hauteurs de la partie encrée du bâtiment).

$N = 39558,61KN > 1.15 \times 10 \times 3.4 \times 277,60 = 10854,16 KN$ Condition Vérifiée.

➤ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99/2003. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{sens } x_x : e = \frac{35738,46}{39558,61} = 0,90 \text{ m} < \frac{21,35}{4} = 5,33 \text{ m}$$

$$\text{sens } y_y : e = \frac{38013,19}{39558,61} = 0,96 \text{ m} < \frac{20,58}{4} = 5,145 \text{ m}$$

V.3.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,85}{4,9} = 0,989 > 0,4 \rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0,0384 \\ \mu_y = 0,9545 \end{cases} ; ELS : \begin{cases} \mu_x = 0,0457 \\ \mu_y = 0,9694 \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$N_{ELU} = 47582,45 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{51330,11}{277,6} = 184,90 \text{ KN/ml}$$

• Calcul des moments :

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,0384 \times 184,90 \times 4,85^2 = 167,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,9545 \times 167,01 = 159,41 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x$$

➤ Ferrailage :

La section à ferrailer est $1 \times 0.4 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 1. Section des armatures du radier.

	Sens	M (KN.m/ml)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ² /m)	Choix/m	St (cm)
Travée	Lx	141,95	12,18	3,23	12,32	8HA14	12,5
	Ly	135,49	11,6	3,2	12,32	8HA14	12,5
Appuis		-83,50	7,03	3,23	7,92	7HA12	15

➤ Vérifications à l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 500} \\ 0.0008 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 400} \\ 0.0012 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 215 et 235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.989)}{2} \times 100 \times 40 = 3.23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 3.23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{min} = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

• Espacement des armatures :

Fissuration nuisible :

$$S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

On a $St_y = St_x = 15 \text{ cm}$.

• Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 228,78 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 221,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{228,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.65 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

➤ Vérification à l'ELS :

$$N = 48794.435 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.989 \begin{cases} U_x = 0.0457 \\ U_y = 0.9694 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{39558,61}{277,6} = 142,50 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times Q_s \times l_x^2 = 0.0457 \times 142,5 \times (4,85)^2 = 153,18 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 148,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) En travée :

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 0.85 \times 153,18 = 130,20 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.85 \times 148,49 = 126,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -76,59 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \leq 15 \text{ MPA}$$

- Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d-y)}{I} \leq 201.63 \text{ MPA}$$

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

Tableau V 2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	X-X	130,20	9,67	148710,36	8,46	332,65
	Y-Y	126,21	9,67	148710,36	8,20	322,46
Appui		-76,59	8	103671,86	5,91	299,20

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc recalculé à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1] \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta_1 = \frac{130,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,35^2 \times 201.63} = 5,27 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve : α₁ = 0,38 α₂ = 0,37 α₃ = 0,29

$$A_{St1} = 21,15 \text{ cm}^2, A_{St2} = 20,46 \text{ cm}^2, A_{St3} = 12,03 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V 3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.

Localisation		Choix/(m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	X-X	7HA20	21,99	12,06	225419,09	6,97	198,72	15

	Y-Y	7HA20	21,99	11,91	219936,82	6,83	198,79	15
Appui		6HA16	12,06	9,59	146103,62	5,02	199,84	15

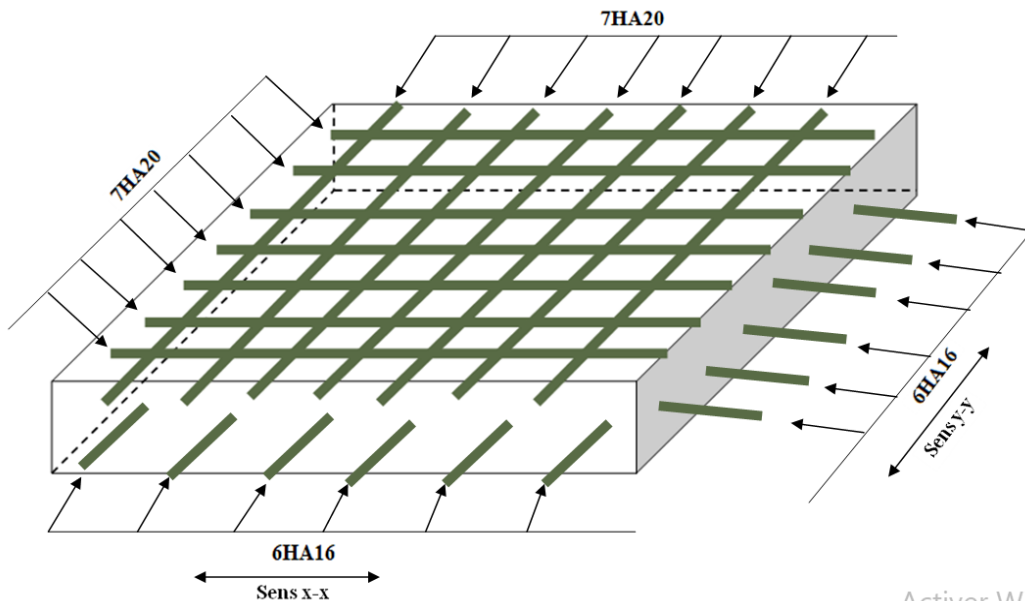


Figure V 1. Schéma de ferrailage du radier.

V.3.3.Ferrailage des nervures :

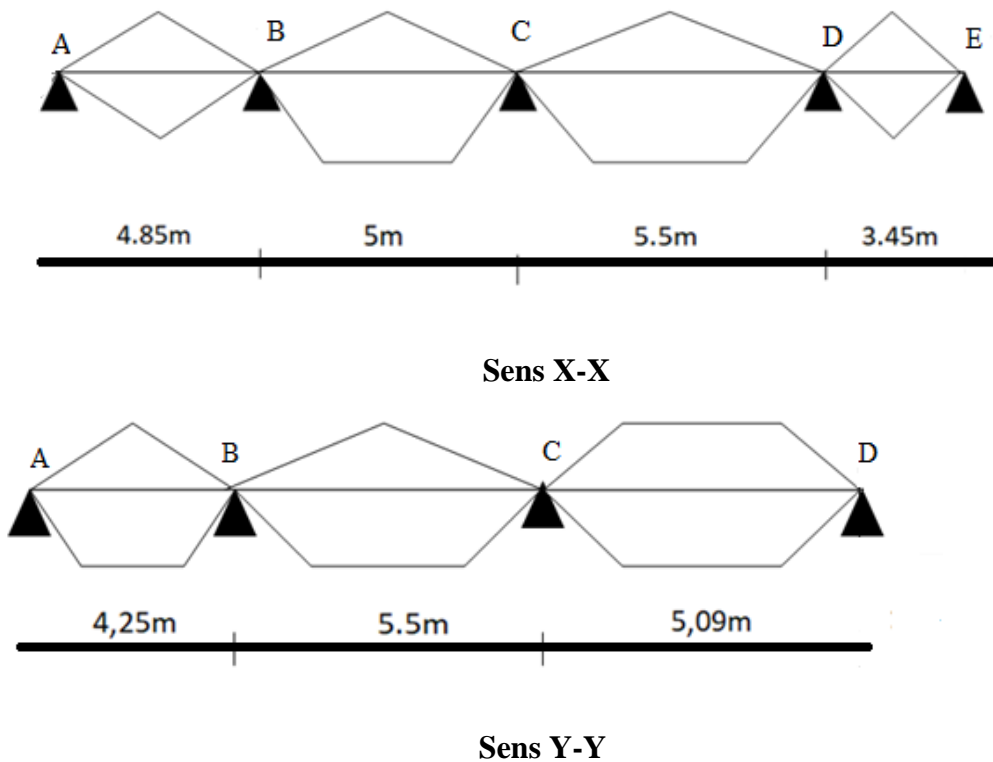
Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$

$Q_u = 184,90KN/ml$

$Q_s = 142,50KN/m^2$



V.3.3.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

- Moments aux appuis :

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- Moments en travée :

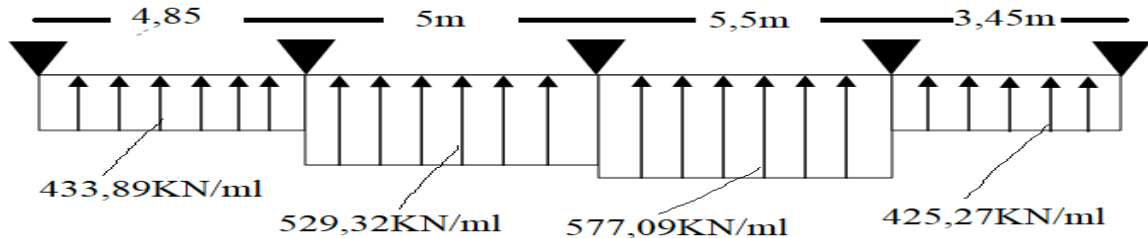
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

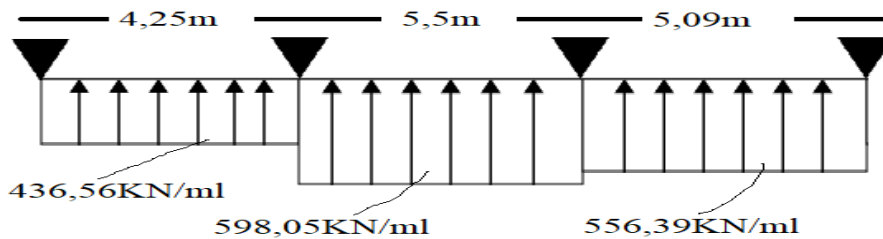
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

➤ Les schémas équivalents :



Sens X-X



Sens Y-Y

On a : $Q_u = 130.24 \text{ kN} / \text{ml}$.

Tableau V 4. Sollicitations de la nervure (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4,85	4,85	433,89	0	-1108,36	1,90	781,77
B-C	5	4	529,32	-1108,36	-1162,96	2,48	818,58
C-D	5,5	4,4	577,09	-1162,96	-998,45	3,12	1639,38
D-E	3,45	3,45	425,27	-998,45	0	1,73	632,72

Tableau V 5. Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1639,38	-1162,96
Effort tranchant (KN)	1798,44	

Tableau V 6. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4,25	4.25	436,56	0	-1148,69	1,51	494,99
B-C	5,5	4,4	598,05	-1148,69	-1541,15	2,63	920,72
C-D	5,09	5,09	556,39	-1541,15	0	3,09	1113,69

Tableau V 7. Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1113,69	-1541,15
Effort tranchant (KN)	1718,79	

V.3.3.2. Ferrailage :

Sens x-x :

$$h_t = 0.9 \text{ m}, h_r = 0.4 \text{ m}, b_0 = 0.65 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{280}{10}, \frac{485}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(28, 242,5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 28\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 121\text{cm}$$

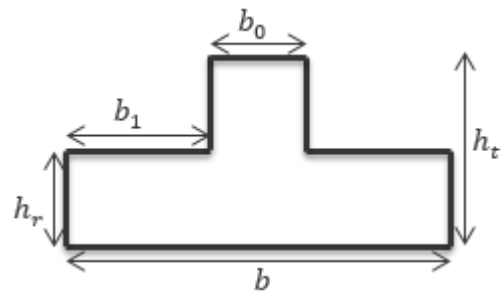


Figure V 2. Section de la nervure à ferrailer.

Sens y-y :

$$h_t = 0.9 \text{ m}, h_r = 0.4 \text{ m}, b_0 = 0.6 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{365}{10}, \frac{490}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(36,5, 245)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 36,5\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 133\text{cm}$$

Tableau V 8. Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)	A _{ado} (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	1639,38	57,69	13.86	12HA25	58,91
	Appui	-1162,96	42,16	6.16	6HA25+6HA20	48,3
Sens Y-Y	Travée	1113,69	40,24	12.36	8HA20+4HA25	44,77
	Appui	-1541,15	57,05	6.16	12HA25	58,91

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0,1f_{c28}, 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes :

On a : $Q_s = 142,5$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau V 9. Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment(KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Sens X-X	Travée	1263,43	7,49	251,25
	Appui	-896,27	5,72	215,78
Sens Y-Y	Travée	858,30	5,63	222,21
	Appui	-1187,74	7,04	236,57

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on va augmenter la section de ferrailage.

Tableau V 10. Ferrailage et vérification des nervures.

Localisation		Choix / m	A_{ado} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Sens X-X	Travée	6HA32+6HA25	77.71	6,85	198,14
	Appui	12HA25	58,91	5,54	199,24
Sens Y-Y	Travée	12HA25	58,91	5,4	199,35
	Appui	6HA32+6HA25	77,71	5,59	198,37

➤ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] \leq 25 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

➤ Espacements des aciers transversaux :

$$A_t = 8 HA10 = 6,28 \text{ cm}^2.$$

$$1) S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 40 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \leq 96,61 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 34,73 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ Les armatures de peau : (Article 7.7.3.3.c)

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml de hauteur}$$

$$A_p = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Schémas de ferrailages :

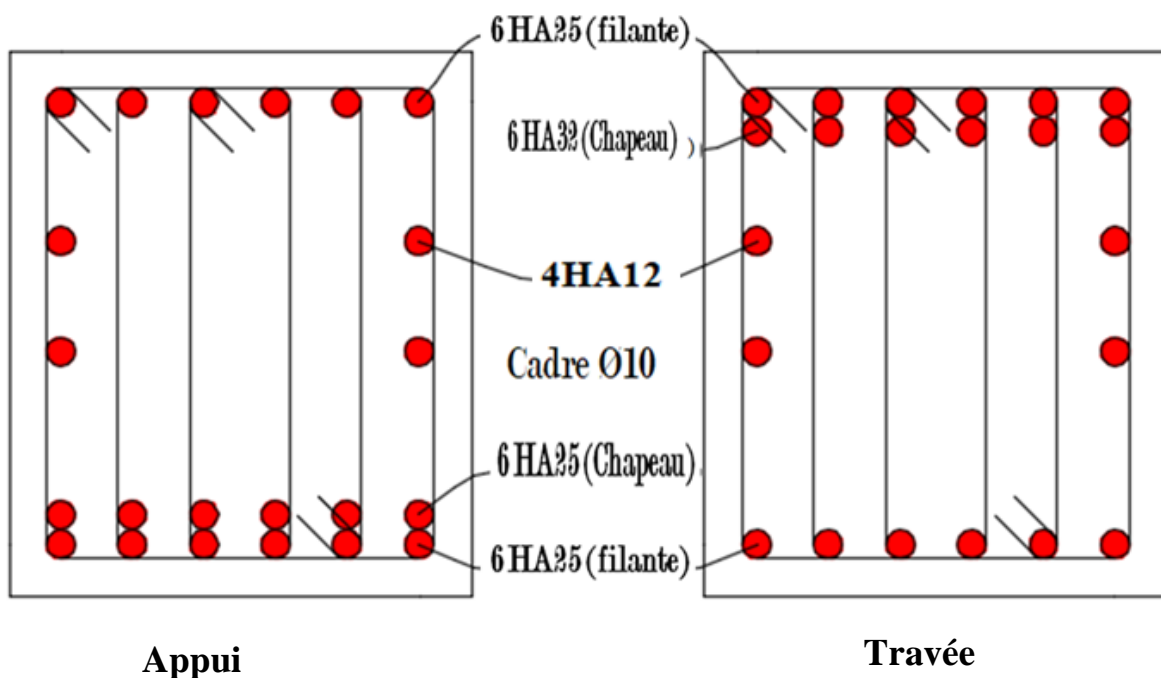


Figure V 3. Schémas de ferrailages des nervures selon les deux sens

V.4. Voile périphérique :

V.4.1.Introduction :

Selon le RPA99/version 2003 Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

V.4.2.Dimensionnement des voiles périphériques :

V.4.3.Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20.6 \text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement : $\phi = 15^\circ$

La cohésion : $C=0.1 \text{ bars}$

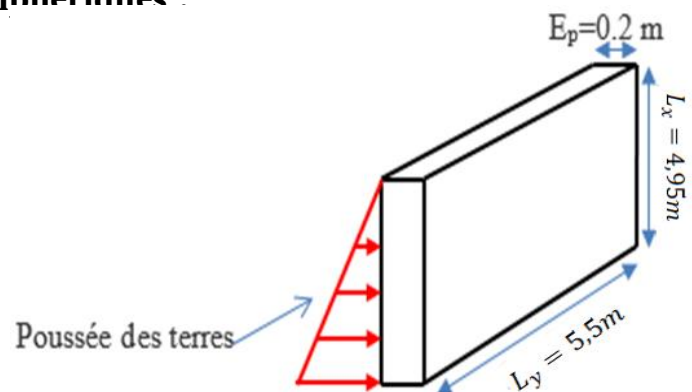


Figure V 4.Dimensionnement du voile.

V.4.4.Evaluation des charges et surcharges:

Le voile périphérique est soumis à :

- Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = 20.6 \times 4.95 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right)$$

$$G = 45,51 \text{ KN/m}^2$$

- La surcharge accidentelle:

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \left[\tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = 10 \left[\tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) \right]$$

$$Q = 4,46 \text{ KN/m}^2$$

V.4.5. Ferrailage du voile périphérique:

V.4.5.1. Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

A P'ELU :

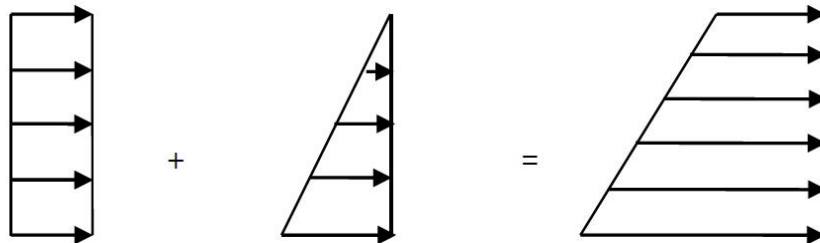


Figure V 5 Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 6,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 68,12 \text{ KN/m}^2$$

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$q_u = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 41,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} l_x = 4,95\text{m} \\ l_y = 5,50\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1\text{ m} \\ e = 20\text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

Tableau V 11. Les sollicitations dans le voile périphérique.

Sens	μ	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
X-X	0.0658	46.73	39.72	-23.36
Y-Y	0.4624	21.61	18.37	-9.18

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e)$.

Les résultats de calcul sont regroupée dans le tableau ci-après sachant que :

$A_{min}=0.1\% \times b \times h$condition exigée par le RPA.

Tableau V 12. Ferrailage du voile périphérique.

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Travée x-x	39.72	0.097	0.13	0.95	7.07	2	5HA14=7.70
Travée y-y	18.37	0.045	0.06	0.98	3.18	2	5HA10=3.93
Appui	23.36	0.057	0.07	0.97	4.07	2	5HA12=5.65

V.4.5.2. L'espacement:

$$S_t \leq \min (2 \times h, 25 \text{cm})$$

Travée : $S_t=20\text{cm}$.

Appui: $S_t=20\text{cm}$.

V.4.5.3. Vérification:

➤ A l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 67.31 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 25.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{67.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.396 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

➤ A l'ELS :

$$\sigma_{min} = Q = 4.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 38.96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 30.24 \text{ KN/m}^2$$

Tableau V 13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.

Sens	μ	$M_0(\text{cm}^2)$	$M_t(\text{cm}^2)$	$M_a(\text{cm}^2)$
X-X	0.0719	37.26	31.67	-18.63
Y-Y	0.6063	22.59	19.20	-11.29

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\tau f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPA.}$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V 14. Vérification de limite de compression dans le béton.

Localisation		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I (\text{cm}^4)$	Y (cm)	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$
Travée	X-X	31.67	20768.97	5.22	7.95	269.51
	Y-Y	19.20	12093.40	3.93	6.23	311.35
Appui		18.63	16275.60	4.59	5.25	213.13

$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Condition non vérifiée, on va redimensionner la section d'acier.

Tableau V 15. Ferrailage et vérification du voile périphérique.

Localisation		Choix / m	$A_{ado} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$
Travée	X-X	7HA14	10.78	7.07	195.73
	Y-Y	7HA12	7.90	4.78	159.45
Appui		4HA14	6.16	7.04	200.99

- Schéma de ferrailage :

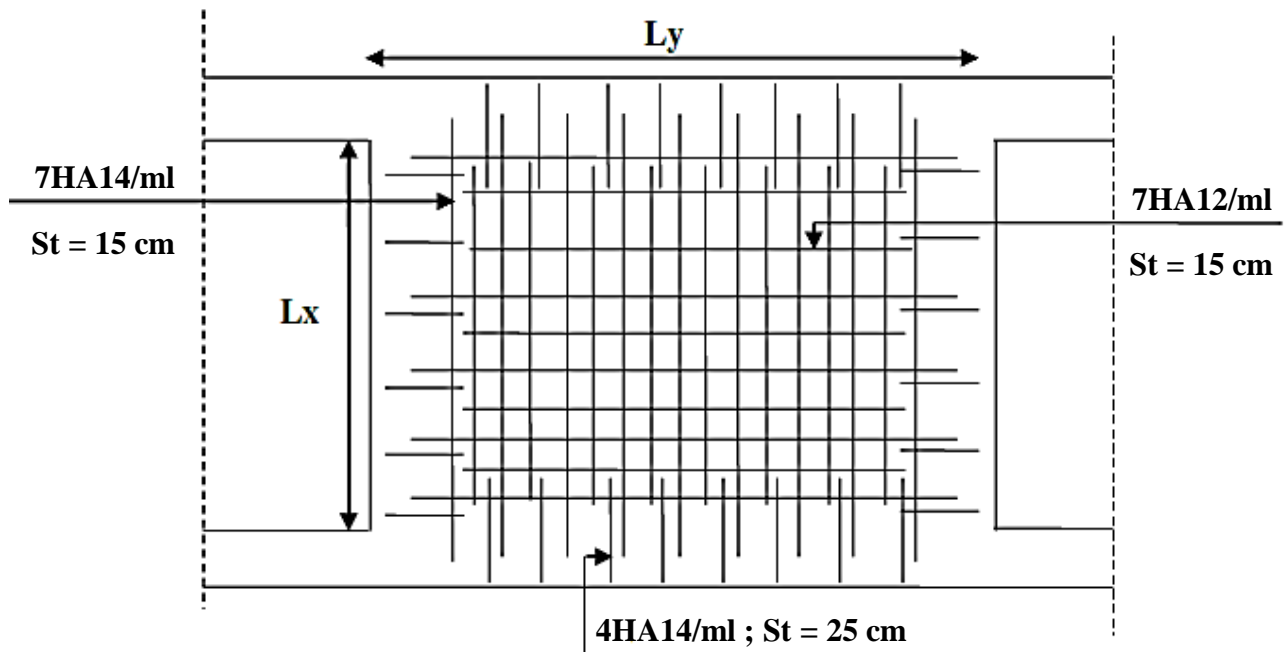


Figure V 6. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

V.5. Conclusion :

L'étude des fondations constitue une étape importante dans le calcul de l'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, dans notre cas nous avons optés pour le radier qui est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Conclusion générale

L'élaboration de ce présent travail nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, mais surtout d'approfondir nos connaissances et d'acquérir une expérience dans le domaine du Génie civil.

Il nous a permis de maîtriser un peu plus le logiciel de calcul (ETABS) et les programmes conçus pour le calcul tels que le CBA et le BAEL. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soit il s'agit de structuraux, ceci permet d'avoir un comportement plus proche du réel.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie et la réalisation sont des facteurs très importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre
d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

$\frac{u/l_x}{v/l_y}$		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

Tableau des Armatures
(en Cm²)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33