

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche
Scientifique

Université Abderrahmane MIRA-Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'obtention Du Diplôme master en génie civil

Option : structures

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+9) en béton armé à usage

Habitation

Contreventé par un système mixte

(Voiles-portiques)

Réalisé par :

BOUZERA SYPHAX

M'SILI GHILES

Membres de jury :

Mr BOUROUBA

Mme BERRAH

Encadré par

Mr M .SERIKMA

Remerciements

*Nous tenons à exprimer notre entière reconnaissance à Monsieur
SERIKMA.M pour son encadrement ainsi que pour les précieux
conseils qu'il nous a prodigué.*

*Nous tenons également à remercier les membres du jury pour avoir
accepté d'examiner ce travail*

.

Dédicace

*Nous dédions ce manuscrit aux personnes qui sont très chères à nos
cœurs :*

A nos très chers parents

A nos sœurs

A nos amis (es)

*A tous ceux que nous n'avons pas cités ici et qui sont présent dans nos
cœurs.*

Liste des figures

Chapitre II

Figure II.1. coupe transversale d'un plancher a corps ceux.....	6
Figure II.2. Disposition des poutrelles au niveaux d'étages courants.....	8
Figure II.3. Disposition des poutrelles au niveaux terrasse inaccessible.....	9
Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.....	10
Figure II.5. Dalle sur 4 appuis.....	11
Figure II.6. Dalle sur 3 appuis.....	11
Figure II.7. Illustration d'un escalier	14
Figure II.8. Vu en plan de l'escalier de l'étage courant.....	15
Figure II.9. Schémas statique de l'escalier.....	15
Figure II.10. La surface qui revient au poteau P_1	20
Figure II.11. Surface afférente au niveau de la terrasse inaccessible	21
Figure II.12. Surface afférente au niveau étage courant	21
Figure II.13. Surface qui revient au poteaux II.....	24
Figure II.14. Surface afférente au niveau de la terrasse inaccessible.....	24
Figure II.15. Surface afférente au niveau de l'étage courant.....	24
Figure II.16. Schéma de l'acrotère.....	30
Figure II.17. Dimension de l'acrotère.....	30
Chapitre III	
Figure III.1. Moment d'une poutrelle isostatique.....	36
Figure III.2. Effort tranchant d'une poutrelle isostatique.....	36
Figure III.3. Coupe transversale d'une poutrelle.....	42
Figure III.4. Schémas de ferrailage des poutrelles.....	50
Figure III.5. Schemas de ferrailage de la dalle de compression	50
Figure.III.6 : Dalle sur 3 appuis.....	50

Figure.III.7 : Dalle sur 3 appuis type 2.....	51
Figure III.8. Dalle sur 4 appuis.....	52
Figure III.9. Schéma de ferrailage du panneau (D.P.2)	54
Figure III.10. Schéma de ferrailage de panneau (D.P.1).....	54
Figure III.11. Schéma statique des volées.....	55
Figure III.12. Schéma de ferrailage de RDC.....	57
Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière.....	57
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	61
Figure III.15. Schéma de l'acrotère.....	62
Figure III.16. Ferrailage de l'acrotère.....	66
Chapitre IV	
Figure IV.1. Spectre de réponse sens X-X et Y-Y.....	71
Figure IV.2. Vue en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS.....	71
Figure IV.3. Mode 1 de la déformation (Translation suivant l'axe x-x)	73
Figure IV.4. Mode 2 de la déformation (Translation suivant l'axe y-y).....	74
Figure IV.5. Mode 3 de la déformation (Rotation suivant z-z).....	74
Chapitre V	
Figure V.1. Détails de ferrailage des poutres principales	87
Figure V.2. Détails de ferrailage des poutres secondaire.....	87
Figure V.3. Zone nodale.....	89
Figure V.4. Section d'un poteau.....	94
Figure V.5. Répartition des moments dans la zone nodale.....	96
Figure V.6. Armature transversale dans la Zone nodale.....	98
Figure V.7. Ferrailage des poteaux.....	99
Figure V.8. Disposition des voiles	102
Figure V.9. Zone tendue et courante dans les voiles.....	104
Figure V.10. Schémas de ferrailage.....	107

Chapitre VI

Figure VI.1. Semelle isolée.....	110
Figure VI.2. Les différentes files des semelles filantes.....	111
Figure VI.3. Le panneau le plus sollicité.....	118
Figure VI.4. Ferrailage du radier.....	120
Figure VI.5. Schémas des lignes de ruptures.....	121
Figure VI.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicité selon le sens X-X.....	123
Figure VI.7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicité selon le sens Y-Y	123
Figure VI.4. Schéma des nervures.....	126
Figure VI.5. Ferrailage des nervures.....	129

Listes des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1: Caractéristique des matériaux utilisés	5
--	---

Chapitre II

Tableau II.1: Evaluation des planchers à corps creux des niveaux courants.... Erreur ! Signet non défini.	6
---	---

Tableau II. 2: Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux..... Erreur ! Signet non défini.	7
---	---

Tableau II. 3: Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine. .. Erreur ! Signet non défini.	7
--	---

Tableau II. 4: Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine. Erreur ! Signet non défini.	8
--	---

Tableau II. 5 : Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.... Erreur ! Signet non défini.	8
---	---

Tableau II. 6: Evaluation des charges des murs extérieurs.	19
--	----

Tableau II. 7: Volées du RDC et étage courants.	19
---	----

Tableau II. 8: Charges sur les paliers.	19
---	----

Tableau II. 9: Poids des poteaux.....	20
--	----

Tableau II. 10: Les surfaces reprises par le poteau (PI).	21
---	----

Tableau II. 11 : Les charges des différentes surfaces.	22
--	----

Tableau II. 12: Descente de charge sur le poteau I.....	25
--	----

Tableau II. 13: Surface du poteau II.....	25
--	----

Tableau II. 14: Les charges G sur le poteau II	25
---	----

Tableau II. 15: Les charges Q sur le poteau II	25
---	----

Tableau II. 16: Descente de charges sur le poteau II.....	25
--	----

Tableau II. 17: Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple. Erreur ! Signet non défini.	9
---	---

Tableau II. 18: Tableau récapitulatif des vérifications au flambement. Erreur ! Signet non défini.	9
---	---

Tableau II. 19 : Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P1... Erreur ! Signet non défini.	9
--	---

Tableau II. 20: Les charges de l'acrotère. Erreur ! Signet non défini.	
---	--

Tableau II. 21: Récapitulatif des dimensions des différents éléments. Erreur ! Signet non défini.	1
--	---

Chapitre III

Tableau III.1: Les différent types de poutrelles. Erreur ! Signet non défini.	5
--	---

Tableau III.2: Les moments aux appuis	9
--	---

Tableau III.3: Les moments en travées.	39
--	----

Tableau III.4: Les effort tranchants.....	39
Tableau III.5: Sollicitation maximales dans les différentes types poutrelles terrasse.....	40
Tableau III.6 : Sollicitation maximales dans les différentes types poutrelles etage courants.	Erreur ! Signet non défini.0
Tableau III.7: Tableau récapitulatif des effort maximaux.....	42
Tableau III.8: Tableau récapitulatif du ferrailages des effort aux différentes niveaux.....	44
Tableau III. 9: Vérification des contraintes dans le béton pour les différentes types. .	Erreur ! Signet non défini.5
Tableau III.10: Tableau récapitulatif des vérification à l'ELS.....	46
Tableau III.11: Ferrailage du panneau D.P.2.	Erreur ! Signet non défini.1
Tableau III.12: Vérification de l'effort tranchant D.P.2	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.13: Tableau récapitulatif des vérification à l'ELS du panneau D.P.2.	Erreur ! Signet non défini.2
Tableau III.14: Estimation des moments dans le panneau D.P.1.....	Erreur ! Signet non défini.3
Tableau III.15: Ferrailages du panneau D.P.1.....	Erreur ! Signet non défini.3
Tableau III.16: Vérification de l'effort tranchant D.P.1.	Erreur ! Signet non défini.3
Tableau III.17: Tableaux récapitulatif des vérification à L'ELS du panneau D.P.1	Erreur ! Signet non défini.3
Tableau III.18: Sollicitation de l'escalier.....	Erreur ! Signet non défini.5
Tableau III.19: Férrailages de l'escalier.....	56
Tableau III.20: Vérification la contraintes à l'ELS.....	56
Tableau III.21: Vérification des flèches.....	57
Tableau III.22: Tableau de ferrailages de la pouter palier à l'ELU.	59
Tableau III.23: Vérification de la contraintes du béton.....	61
Tableau III.24: Combinaison d'action sur l'acrotères.....	63
Tableau III.25: Ferrailage de l'acrotères.....	64

Chapitre IV

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.2: Période et taux de participation massique de la structure.....	72
Tableau IV.3: Vérification de la résultante des forces sismique à la base.	75
Tableau IV.4: Vérification des forces sismique après majoration de l'action sismique.	75
Tableau IV.5: Interaction sous charge vertical.	75
Tableau IV.6: Interaction sous charge horizontal.....	76
Tableau IV.7: Vérification de l'effort normale réduit.	77
Tableau IV.8: Vérification l'effort normale réduit apres augmentation de la section du poteau RDC.....	78
Tableau IV.9: Vérification des déplacement relatif	Erreur ! Signet non défini.9
Tableau IV.10: Vérification de l'effet P- Δ	80

Chapitre V

Tableau V.1: Sollicitation et ferrailage des poutres.....	83
Tableau V.2: Vérification des contraintes tangentielles.	85
Tableau V.3: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	85
Tableau V.4: Vérification de l'Etat limite de compression.	86
Tableau V.5: Vérification de l'Etat limite de déformation.	86
Tableau V.6: Sollicitation et ferrailages dans les poteaux.....	91
Tableau V.7: Vérification de ferrailage transversal.....	92
Tableau V. 8: Vérification au flambement des poteaux.	93
Tableau V.9: Vérification des contraintes dans les poteaux.	Erreur ! Signet non défini.4
Tableau V.10: Vérification des contraintes de cisaillements.....	Erreur ! Signet non défini.5
Tableau V.11: Moment résistant des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.6
Tableau V.12: Moment résistant dans les poutres.	Erreur ! Signet non défini.7
Tableau V.13: Vérification des zones nodales poutres principales.	Erreur ! Signet non défini.7

Tableau V.14: Vérification des zones nodales poutres secondaires.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.15: Sollicitation dans le voile du VY1 du RDC	103
Tableau V.16: Ferrailages du voile VY1.	105
Tableau V.17: Ferrailages du voile VY3	106

Chapitre VI

Tableau VI.1 Les sommes des effort noramaux sur les défférent filles des semelles filantes	111
Tableau VI.2: Tableau du ferrailages du radier.	118
Tableau VI.3: Vérification de la contrainte à l'ELS.	119
Tableau VI.4: Calcule des armatures à l'ELS	120
Tableau VI.5: Vérification des contraintes à l'ELS apres augmentation du férrailage.	120
Tableau VI.6: Les chargements sur les travées sens X-X.	124
Tableau VI.7: Les chargements sur les travées sens Y-Y.	124
Tableau VI.8: Tableau des sollicitation a l'ELU sens X-X.	125
Tableau VI.9: Tableau des sollicitation à l'ELS sens X-X.	125
Tableau VI.10: Tableau des sollicitation a l'ELU sens Y-Y.	125
Tableau VI.11: Tableau des sollicitation a l'ELU sens Y-Y.	126
Tableau VI.12: Calcul des férrailages	127
Tableau VI.13: Vérification des contraintes à l'ELS.	127
Tableau VI.14: Calcul des armatures à l'ELS.	128

SOMMAIRE

Liste des Figures

Liste des tableaux

Introduction Générale

CHAPITRE I

I.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I.2 Présentation du site	Erreur ! Signet non défini.
I.3 Présentation de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2. Description structurale	Erreur ! Signet non défini.
I.4 Bases réglementaires	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1 Règlements et normes utilisés	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2 Les actions	Erreur ! Signet non défini.
I.5 Valeurs de calcul des actions	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1 Combinaison du BAEL	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2 Combinaison du RPA	Erreur ! Signet non défini.
I.6 Les sollicitations	Erreur ! Signet non défini.
I.7 les matériaux	Erreur ! Signet non défini.
I.8 Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE II

II.1	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.1	Pré dimensionnement du plancher	Erreur ! Signet non défini.
II.1.1	Plancher à corps creux	Erreur ! Signet non défini.
II.1.2	Les dalles pleines	Erreur ! Signet non défini.
II.2	Pré dimensionnement des poutres	12
II.3	Pré dimensionnement des voiles	Erreur ! Signet non défini.
II.4	Pré dimensionnement des escaliers	Erreur ! Signet non défini.
II.5	Pré dimensionnement des poteaux	16
II.5.1	Descente de charges	20
II.5.2	Vérification du poteau	Erreur ! Signet non défini.
II.6	Pré dimensionnement d'acrotère	29
	Conclusion	31
CHAPITRE III :			
	Introduction	32
II.1	Calcul des planchers	32
II.1.1	Plancher à corps creux	32
III.1.2	Etude de la dalle de compressions	49
III.1.3	Plancher à étude dalle pleine	50
III.2	Etude des escaliers	54
III.3	Etude de la poutre palière	57
III.4.	Etude de l'acrotère	62
III.5.	Conclusion	66
CHAPITRE IV :			
IV.1	Introduction	67
IV.2	Méthodes utilisables	67
IV.3	Choix de la méthode de calcul	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.1	Méthode statique équivalente	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.2	Méthode dynamique qui regroupe	Erreur ! Signet non défini.
IV.4	Calcul de la force sismique V statique	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.1	Calcul de la période fondamentale de la structure	Erreur ! Signet non défini.
IV.5	Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)	Erreur ! Signet non défini.
IV.6	Modélisation et résultats	Erreur ! Signet non défini.

IV.6.1	Mode de vibration et taux de participation des masses	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.2	Les modes de vibrations	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.3	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 ...	Erreur ! Signet non défini.
IV.7	Conclusion	81
CHAPITRE V		
Introduction	82
V.1	Etude des poutres	82
V.1.1	Recommandation du RPA99/Version 2003	82
V.1.2	Sollicitation et ferrailage des poutres	83
V.1.3	Vérification des armatures selon RPA99	83
V.1.4	Vérification à l'ELU	85
V.1.5	Vérification à l'ELS	85
V.2	Etude des poteaux	88
V.2.1	Calcul du ferrailage	90
V.2.2	Vérifications nécessaires	92
V.3	Etude des voiles	100
V.3.1	Exigence du RPA	100
V.3.2	Exemple de calcul	102
V.4	Conclusion	108
CHAPITRE VI		
Introduction	109
VI.1	Les différents types de fondations	109
VI.1.1	Choix du type des fondations	109
VI.2	Etude des fondations	109
VI.2.1	Combinaisons de calcul	109
VI.2.2	Vérification de la semelle isolée	110
VI.2.3	Vérification de la semelle filante	110
VI.3	Etude du radier	113
VI.3.1	Vérifications diverses	115
VI.4	Etude des nervures	121

VI.5 Conclusion	129
------------------------------	------------

Conclusion generale

Bibliographie

Annexes

Symboles et notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

b : La largeur en générale.

c : Cohésion du sol.

D : Facteur d'amplification dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

Ei : Module de Yong instantané.

Ev : Module de Yong différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

fbu : Contrainte de compression du béton.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

fc28 : Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

ft28 : Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.

fji : Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.

fgi : Flèche instantanée due aux charges permanentes.

fqi : Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.

fgv : Flèche différée due aux charges permanentes.

Δf : Fleche totale.

Δf_{adm} : Fleche admissible.

G : Charges permanentes.

H : Hauteur.

ht : Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.

hcc : Hauteur du corps creux.

hr : Hauteur de la dalle du radier.

hdc : Hauteur de la dalle de compression.

he : Hauteur libre d'étage.

t : Moment en travée.

M0 : Moment isostatique.

N : Effort normal.

n : Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section d'un élément.

Srad : Surface du radier.

St : Espacement des armatures.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids de la structure.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{st} : Contrainte de traction dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité concernant le béton.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ_s : Coefficient de sécurité concernant l'acier.

σ_{adm} : Contrainte admissible.

τ : Contrainte de cisaillement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

CT : Coefficient qui dépend du système de contreventement.

β : Coefficient de pondération.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

Introduction générale

Introduction générale

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Cependant, l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique.

La structure soumise à une action sismique effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement. Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente métallique ou en bois) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation et d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation.

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

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel ETABS.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est l'objet du cinquième chapitre.
- Le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction :

La réalisation d'une construction quelconque nécessite une bonne connaissance du sol ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, appuyant sur les règlements nécessaires et tenant compte des différents matériaux utilisés. Quand ces facteurs sont réunis, l'ingénieur de génie civil peut débiter son étude.

I.2 Présentation du site :

D'après le document technique réglementaire **DTR BC 2-48** des règles parasismiques algériennes **RPA99 révisé en 2003** la région de Ain Timouchent est classée en zone **IIa** de sismicité moyenne

I.3 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+9 repartis comme suivant :

- Service ou rez-de-chaussée
- Des logements à partir du 1^{er} jusqu'au 9^{ème} étages

I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.3.1.1 Dimensions en plan :

Notre bâtiment est sous forme **L** et ses dimensions en plan sont comme suit :

- ❖ Largeur totale du bâtiment : 21,45 m
- ❖ Longueur totale du bâtiment : 22,55m

I.3.1.2 Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment : 33,14 m
- ❖ Hauteur du RDC : 3,40m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 3.06m

I.3.2. Description structurale :

I.3.2.1. Plancher :

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux, sont rôles :

- ✓ Rôle de résistance : supporter les charges appliquées ;
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique ;
- ✓ Rôle de transmission des charges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants sont :

- ✓ Planchers à cops creux.
- ✓ Planchers en dalle pleine.

I.3.2.2 Les escaliers :

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Voici quelque type d'escalier :

- 1^{er} type : escaliers à deux volées.

- 2^{ème} type : escalier balancés.
- 3^{ème} type : Escalier hélicoïdale à noyau central.

I.3.2.3 Les maçonneries :

Il existe deux types de maçonneries :

- ✓ Mur de séparation intérieure (simple paroi) : Cloison de séparation de 10 cm.
- ✓ Mur extérieur (double paroi) : Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

I.3.2.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, entourant la terrasse, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

I.3.2.5 Les balcons :

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine.

I.3.2.6 Les portiques :

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

I.3.2.7 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

I.3.2.8 L'infrastructure :

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ La résistance du sol.
- ✓ L'importance de la charge (du bâtiment).
- ✓ Les dimensions des trames.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- ✓ Les fondations superficielles.
- ✓ Les fondations profondes.
- ✓ Radier générale.

I.4 Choix du type de contreventement :

L'ossature : Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (**IIa**) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors on a choisi un système de contreventement mixte assurée par des

voiles et des portiques avec justification de l'interaction (**Article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003**)

I.5 Bases réglementaires :

I.5.1 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ Béton aux états limites **BAEL 91/Version99**.
- ✓ **DTR BC 2.48** : Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003**.
- ✓ **DTR BC 2.41** : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé **CBA93**.
- ✓ **DTR B.C.2.2** : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ **DTR BC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.5.2 Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

Valeurs caractéristiques des actions :

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : les actions permanentes, les actions variables et Les actions accidentelles.

I.5.2.1 Les actions permanentes :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

- Poids propre de la structure ;
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Poussée des terres, de l'eau.

I.5.2.2 Les actions variables :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longue durée).
- Charges climatiques (neige et vent).
- Effets thermiques (retrait).
- Charges appliquées en cours d'exécution.

I.5.2.3 Les actions accidentelles :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- Séismes.
- Explosions.

- Chocs de véhicules ou de bateaux.

I.6 Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions.

On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.6.1 Combinaison du BAEL :

I.6.1.1 Combinaison d'actions à l'ELS :

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

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

Avec :

G_{max}: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{min}: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q₁: action variable de base.

Q_i: autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_i

I.6.1.2 Combinaison d'actions à l'ELU :

La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i}Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour l'effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{cases}$$

G_{max}: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{min}: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q₁: action variable de base.

Q_i: autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i} .

$\Psi_{0i} \leq 1$, en général $\Psi_{0i} = 0.77$ sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement ou $\Psi_{0i} = 0.9$.

I.6.1.3 Combinaison accidentelles :

La combinaison de base est :

Les coefficients $\Psi_{1,1}$ et Ψ_{2i} sont fixés par les textes réglementaires.

I.6.2 Combinaison du RPA :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limite.

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison $G + Q + E$ est remplacée par la combinaison suivants :

- $G + Q + 1.2E$

G : charges permanents.

Q : charges d'exploitation non pondérée.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.7 Les sollicitations :

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

❖ Sollicitations simples :

- Extension ou traction simple.
- Compression simple.
- Cisaillement.
- Torsion simple.
- Flexion simple.

❖ Sollicitations composées :

Il est rare qu'une poutre soit uniquement tendue, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie, en général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont :

- Flexion avec compression ou traction.
- Flexion avec torsion.
- Torsion avec compression ou traction.

I.8 Conclusion :

Les Caractéristiques du sol et des matériaux utilisés pour la réalisation de notre projet sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques des matériaux utilisés.

Béton		Acier	
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	Limite élastique	$f_e = 400 \text{ MPa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	Module d'élasticité	$E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
Situation durable	$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$	Situation courante	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Situation accidentelle	$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$	Situation accidentelle	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
Contrainte limite à l'ELS	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Contrainte à l'ELS FPN	$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$
$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$			
$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$			

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Le but de ce chapitre est de déterminer les différentes dimensions des éléments composants de notre structure, avant d'étudier le projet. Pour déterminer ces dimensions on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93).

II.1 Pré dimensionnement du plancher :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement, ...) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ✓ Dalle.
- ✓ Nervures ou poutrelles.
- ✓ Poutres.
- ✓ Linteaux.

II.1.1 Plancher à entrevous (plancher à corps creux) :

Ce type de plancher est couramment utilisé dans la construction de bâtiment.

Il est constitué :

- ✓ De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m ;
- ✓ L'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton, en terre cuite ou en polystyrène,
- ✓ D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.

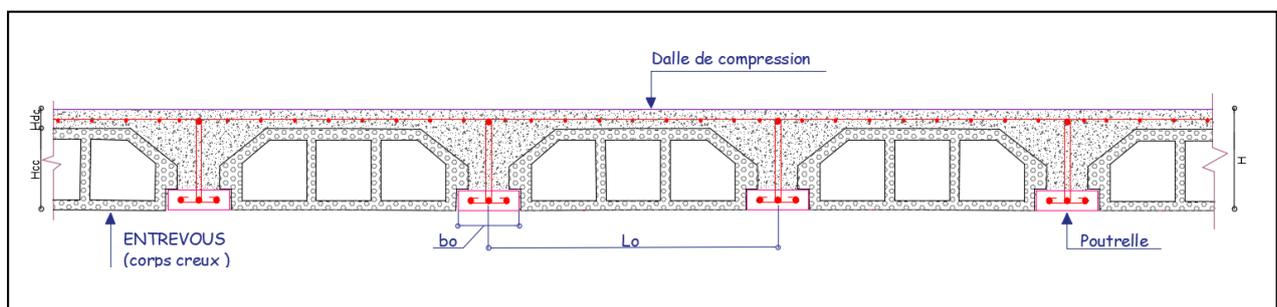


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à entrevous.

H_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

H_{cc} : hauteur du corps creux.

b_0 : largeur de la nervure.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule donnée par le **CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)** suivante :

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

L_{\max} : la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On a donc :

$b = 30$ cm (b est choisie forfaitairement).

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 380 cm.

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm} \Rightarrow H \geq \frac{470}{22.5} \text{ donc } h \geq 20.89 \text{ cm}$$

On prend 24 cm soit :

Hauteur de dalle de compression $H_{dc} = 4$ cm.

Hauteur de corps creux $H_{cc} = 20$ cm.

II.1.1.1 Disposition des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

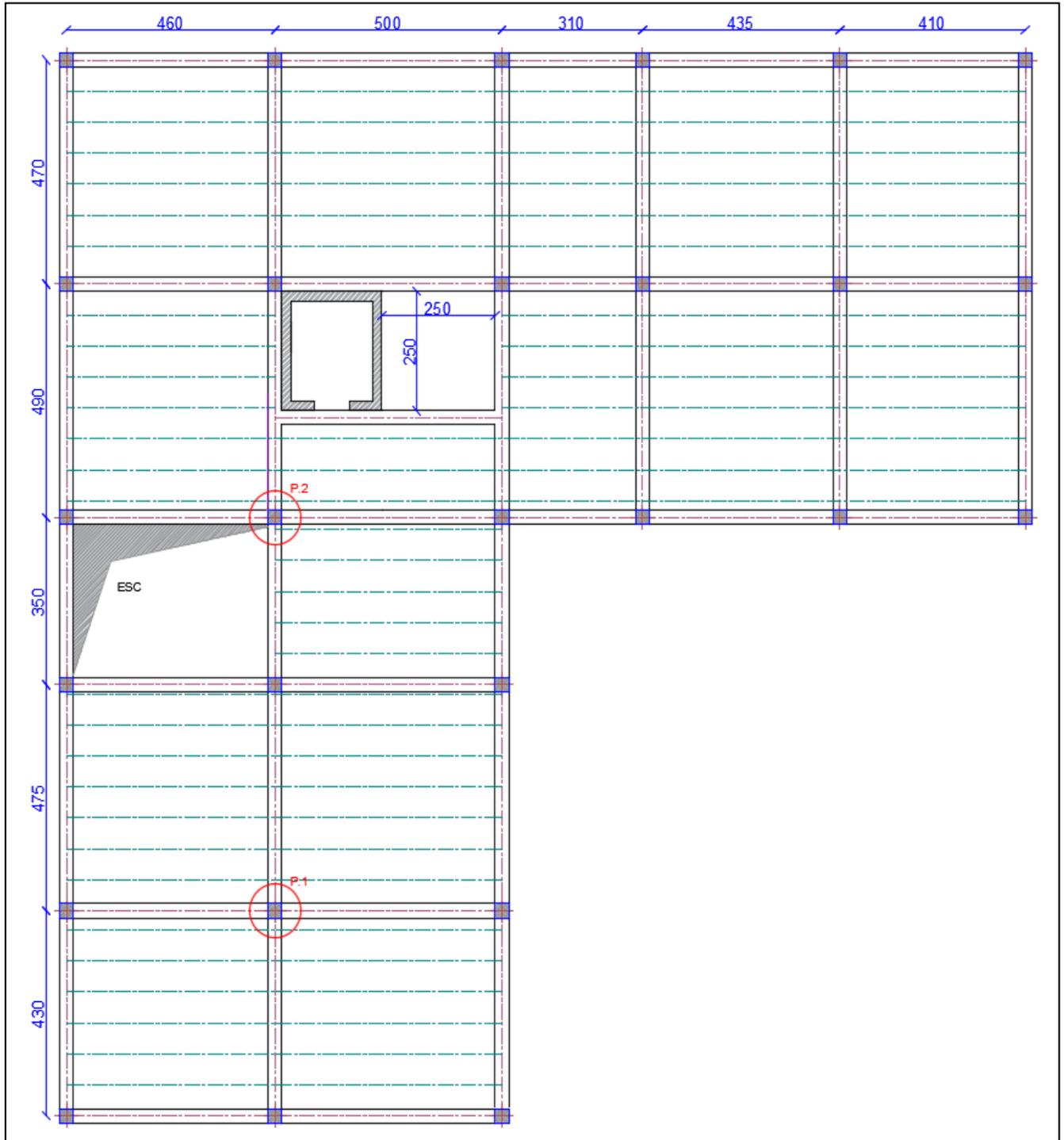


Figure II.2. Disposition des poutrelles au niveau d'étages courants.

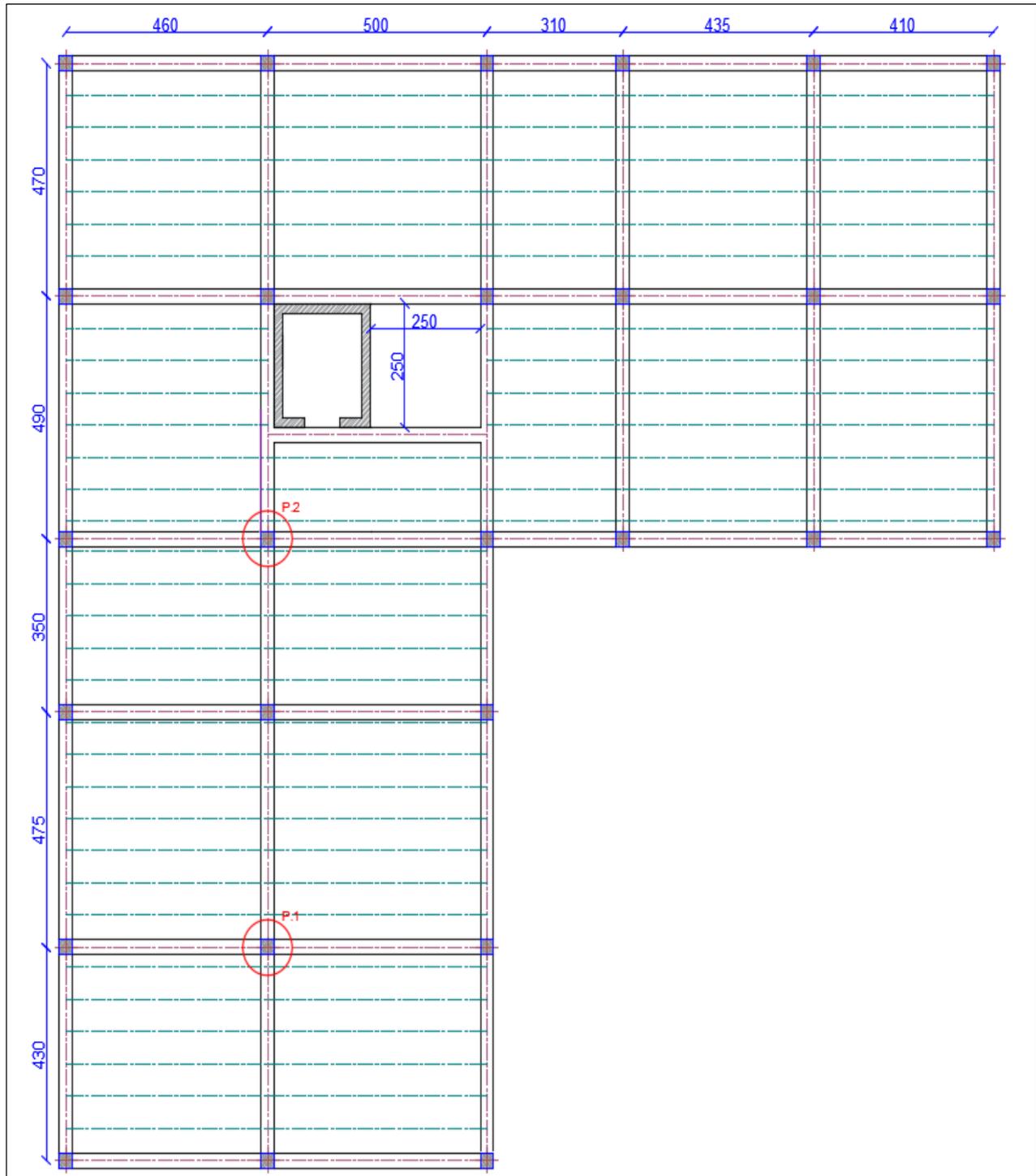


Figure II.3. Disposition des poutrelles au niveau terrasse inaccessible.

II.1.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité).

b : Largeur efficace.

b₀ : Largeur de la nervure,

(Choisie forfaitairement entre 8 et 12 cm)

H : Hauteur totale de la poutrelle

(Hauteur du plancher).

H_{dc} : Hauteur de la dalle de compression.

(Choisie forfaitairement entre 4 et 6 cm)

H_{cc} : Hauteur de l'entrevous (Corps creux).

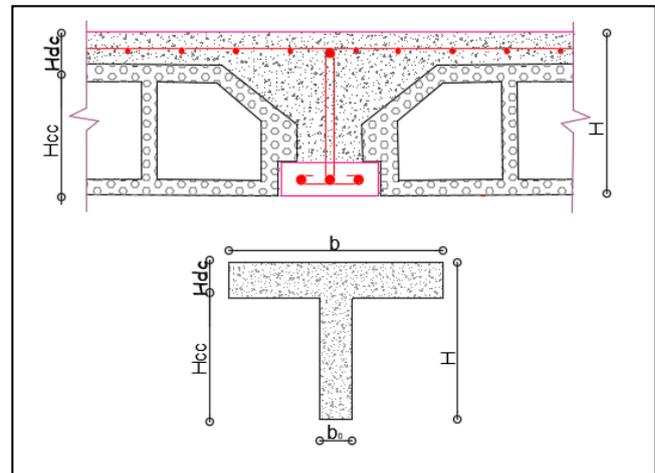


Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \quad \dots\dots\dots \text{(CBA .Art 4.1.3)}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$H=24 \text{ cm}; H_{dc} = 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

$$L_y^{\min} = 310 - 30 = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{280}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 28) \quad , \text{ on opte pour } b=65 \text{ cm.}$$

II.1.2 Les dalles pleines :

Ce type de planchers est constitué de dalle pleine en béton armé, reposant sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en B.A, il est utilisé pour des planchers à surcharge élevée généralement. Il est composé d'un ensemble de panneaux de dalles, chaque panneau se calcule indépendamment.

Un panneau de dalle est une partie de dalle limité par des appuis, elle peut s'appuyer sur 1, 2, 3 et 4 appuis.

On appelle :

- l_x : petite dimension du panneau.
- l_y : grande dimension du panneau.

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

✓ **Critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \text{ pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \text{ pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4. \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec } \rho \geq 0.4. \end{array} \right.$$

✓ **Critère de résistance au feu :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7\text{cm pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11\text{cm pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 13\text{cm pour quatre heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

✓ **Critère d'isolation phonique :**

$$e \geq 14\text{cm}$$

Non applicable pour les dalles de l'extérieur (balcons).

Notre projet comporte deux types de dalles :

✓ **Dalles sur deux appuis D₁ :**

Panneau à quatre appuis avec :

$$\text{On a : } l_x = l_y = 250 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{250} = 1 > 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{250}{45} \leq e \leq \frac{250}{40}$$

$$\Rightarrow 5.56 \leq e \leq 6.25$$

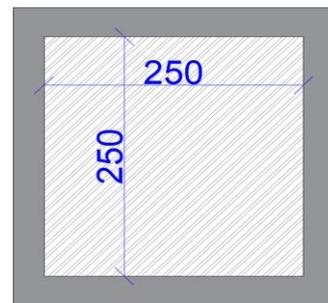


Figure II.5. Dalle sur 4 appuis.

✓ **Dalles sur deux appuis D₂ :**

Panneau à trois appuis avec :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{340} = 0.38 < 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40}$$

$$\Rightarrow 2.88 \leq e \leq 3.25$$

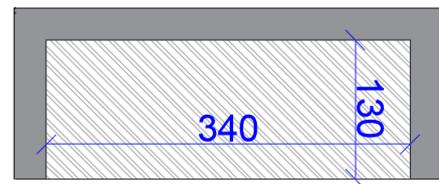


Figure II.6. Dalle sur 3 appuis.

Alors :

- ✓ Pour la dalle sur quatre appuis et trois appuis, on opte pour une épaisseur de $e = 14 \text{ cm}$, on prend en considération l'isolation phonique et critère de coupe-feu.

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments dont la longueur L est largement supérieure aux dimensions de la section (soit en T ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leur rôle principal est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

Leur pré dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

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

L_{\max} : la portée max.

- Le **BAEL** ne donne aucune condition sur la largeur b, b est choisie forfaitairement.

Condition du RPA

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

- Poutres principales :

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

On prend $b = 30 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$.

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

- Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

On prend $b = 30 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47$$

On prend $h = 35$ cm

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales (30} \times \text{40).} \\ \text{Poutres secondaires (30} \times \text{35).} \end{array} \right.$$

II.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales ;
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm.} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ L \geq 4 a. \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Dans notre projet les hauteurs libre du **RDC** sont différentes de celles de l'étage courant donc :

- **Le pré dimensionnement des voiles pour le RDC :**

On a:

$h = 340$ cm.

$h_e = 340 - 35 = 305$ cm.

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

$$e \geq \max \left[\frac{305}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max [15.25 ; 15]$$

$$e \geq 15.25 \text{ cm.}$$

On opte pour : $e = 20 \text{ cm}$

- **Le pré dimensionnement des voiles pour l'étage courant :**

Nous avons : $h = 306 \text{ cm.}$

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

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

$$e \geq \max \left[\frac{271}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max [13.55 ; 15]$$

$$e \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

Au final, on opte pour une épaisseur de 20 cm pour les voiles du RDC et de 15 cm d'épaisseur pour les étages courants de notre structure.

II.4 Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

H : la hauteur d'étage.

L_0 : longueur projetée de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier d'arrivée.

- Terminologie :

Giron (g): largeur de la marche.

Contremarche (h) : hauteur de la marche.

Ligne de foulée : projection en plan du chemin suivis pour emprunter les escaliers.

Paillassse : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

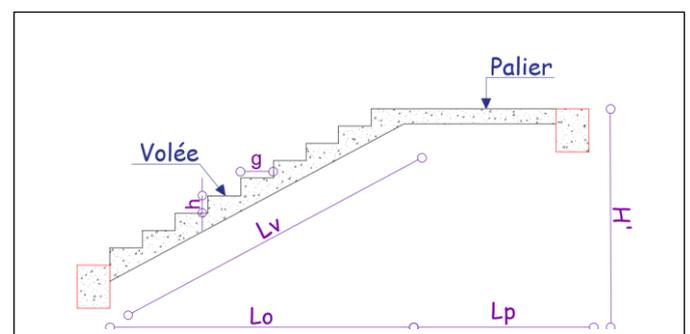


Figure II.7. Illustration d'un escalier.

Palier : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

Volée : succession de marches entre deux paliers.

Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

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

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- ✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec :

$n - 1$: nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Dans notre cas nous avons un seul type d'escalier (escalier à deux volées) :

- Escalier de l'étage courant :

Calcul de la hauteur d'une contremarche (h) et du giron (g) :

On a : $H = 340 \text{ cm}$; $L_0 = 240 \text{ cm}$.

D'après le plan d'architecture,

Nous avons huit marches par volée

Donc : $n = 19$ contre marches.

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

Nombre de giron pour huit marches par volée :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{9-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On a:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 17 \text{ cm}$.

- ✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

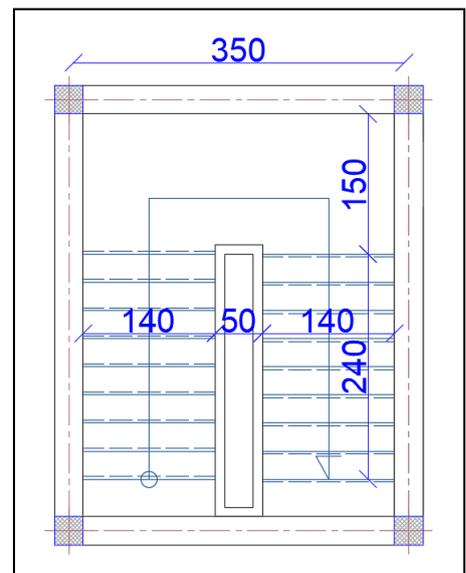


Figure II.8. Vu en plans de l'escalier de l'étage courant.

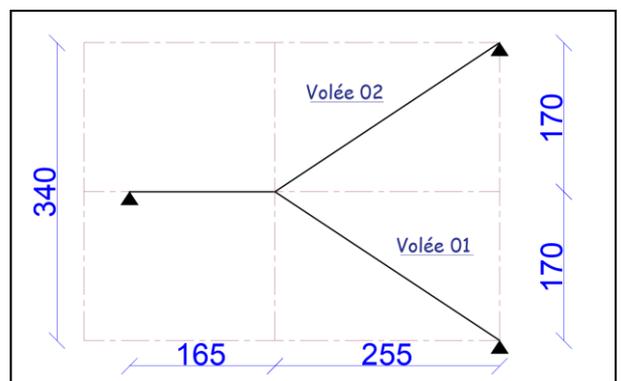


Figure II.9. Schéma statique de l'escalier.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{170}{255} \right) \approx 33.69^\circ$$

$$L_v = \sqrt{255^2 + 170^2} = 306.47 \text{ cm}$$

$$L = 471.47 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{471.47}{30} \leq e \leq \frac{471.47}{20} \\ \Rightarrow 15.71 \leq e \leq 23.57 \end{array} \right.$$

On prend : e = 16 cm.

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément en béton armé généralement vertical, rectangulaire ou circulaire, rarement incliné, dont une dimension, la longueur, est grande, par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon les règles du **BAEL91 (Art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

-Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau II.1. Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant.

Illustration 2D				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Corps creux	/	20+4	3.2
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de plâtre	0.2	2	0.2
Charge permanent G				5.56
Q étages courant				1.5

Tableau II.2. Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.

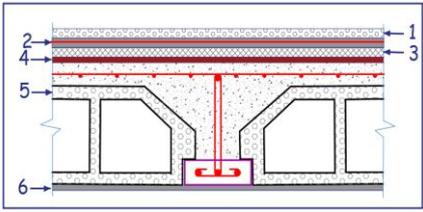
Illustration 2D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.20	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pente	0.22	10	2.2
4	Corps creux	/	20+4	3.2
5	Isolation thermique	4	2.5	0.1
6	Enduit de plâtre	0.1	1.5	0.15
Charge permanent G				6.57
Q étage inaccessible				1

Tableau II.3. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

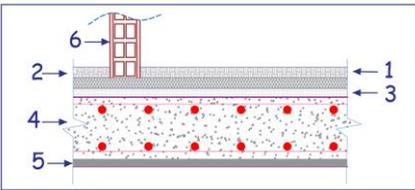
Illustration 2D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5.86
Q étages courant				1.5

Tableau II.4. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

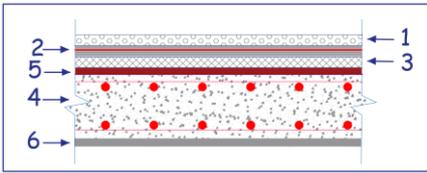
Illustration 2D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	0.20	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pont	0.22	10	2.2
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Isolation thermiques	4	2.5	0.1
6	Enduit de plâtre	0.10	1.5	0.15
Charge permanent G				6.87
Q étage inaccessible				1

Tableau II.5. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.

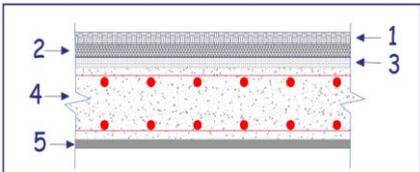
Illustration 2D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.2	2	0.4
2	Lit de sable	0.18	2	0.36
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Enduit de plâtre	0.1	2	0.15
Charge permanent G				4.86
Q balcon				3.5

Tableau II.6. Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
2	Brique creuse	1.3	15	1.3
3	Brique creuse	0.9	10	0.9
4	Enduit de ciment	0.20	2	0.4
Charge permanente G				2.8

-Evaluation des charges et surcharge des volées :

Tableau II.7. Volées du RDC et étage courants.

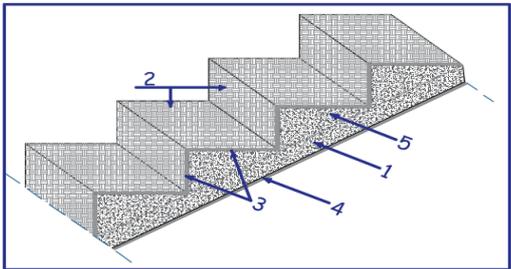
Illustration 3D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN / m ²)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²) RDC et Etages C
1	Dalle pleine	0.25	16/cos α	4.8
2	Carrelage	Horizontal	2	0.4
		Vertical	2h/g	0.23
3	Mortier de pose	Horizontal	2	0.4
		Vertical	2h/g	0.23
4	Enduit de ciment	0.18	1.5/cos α	0.32
5	Poids des marches	0.22	h/2	1.87
6	Grade de corps	/	/	0.6
Charge permanent G_v				8.85
Q escalier				2.5

Tableau II.8. Charges sur les paliers.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.25	0.14	3.5
2	Carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de plâtre	0.2	2	0.2
Charge permanent G				4.86
Q escalier				2.5

II.5.1 Descente de charges :

La descente de charge consiste à évaluer les différents poids des éléments revenant au poteau, ces charges et surcharges sont acheminées du niveau le plus haut au niveau le plus bas.

- Surface afférente :

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité (le poteau qui repère l'effort de compression maximal).

Dans notre cas, on a deux poteaux qui sont les plus sollicités

P_I

P_{II}

- **Poids des poteaux supposés**

Tableau II.9. Poids des poteaux

Poteaux (cm ²)	(45*45)	(45*40)	(40*40)	(40*35)	(35*35)
Poids (KN)	17.21	13.77	12.24	10.02	9.37

- Calcul pour P_I :

- Calcul des surfaces :

- Les planchers :

$$S_1 = 215 \times 223 \Rightarrow S_1 = 47945 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 235 \times 223 \Rightarrow S_2 = 52405 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 215 \times 200 \Rightarrow S_3 = 43000 \text{ cm}^2$$

$$S_4 = 235 \times 200 \Rightarrow S_4 = 47000 \text{ cm}^2$$

$$S_{affT} = 190350 \text{ cm}^2 = 19.035 \text{ m}^2$$

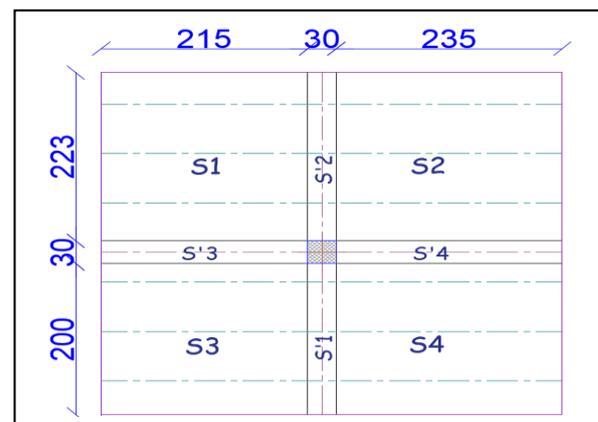


Figure II.10. La surface qui revient au poteau P_I.

- Surface des poutres :

$$S'_1 = 30 \times 200 \Rightarrow S'_1 = 6000 \text{ cm}^2$$

$$S'_2 = 30 \times 223 \Rightarrow S'_2 = 6690 \text{ cm}^2$$

$$S'_3 = 30 \times 215 \Rightarrow S'_3 = 6450 \text{ cm}^2$$

$$S'_4 = 30 \times 235 \Rightarrow S'_4 = 7050 \text{ cm}^2$$

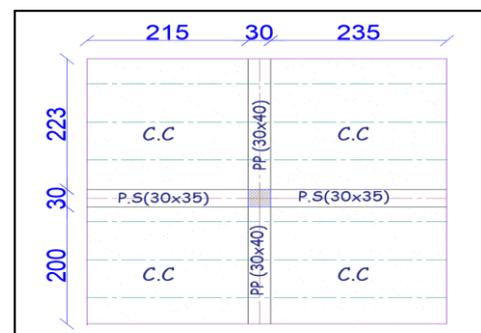


Figure II.11. Surface afférente de la terrasse inaccessible

- Les charges G :

- Terrasse inaccessible :

$$G_{c,c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 6,57$$

$$\Rightarrow G_{c,c} = 125.06 \text{ KN}$$

- Etage courant :

$$G_{c,c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 5.56$$

$$\Rightarrow G_{c,c} = 105.84 \text{ KN}$$

- Calcul du poids propre des poutres :

$$G_{p,p} = 25[(0.3 \times 0.4 \times 2)] + 25[(0.3 \times 0.4 \times 2.23)]$$

$$\Rightarrow G_{p,p} = 12.69 \text{ KN}$$

$$G_{p,s} = 25[(0.3 \times 0.35 \times 2.15)] + 25[(0.3 \times 0.35 \times 2.35)]$$

$$\Rightarrow G_{p,s} = 11.81 \text{ KN}$$

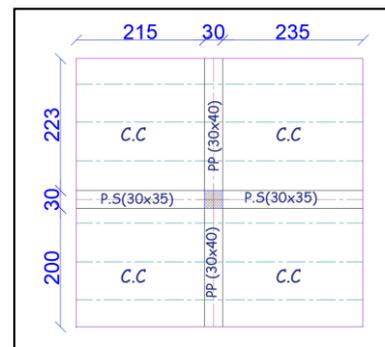


Figure II.12. Surface afférente étage courant.

- La surcharge Q :

- Terrasse inaccessible :

$$Q_{c,c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 1$$

$$\Rightarrow Q_{c,c} = 19.035 \text{ KN}$$

- L'étage courant et RDC:

$$Q_{c,c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 1.5$$

$$\Rightarrow Q_{c,c} = 28.55 \text{ KN}$$

Tableau II.10. Les surfaces reprises par le poteau (PI).

Plancher		Poutre	
Section	Surface (cm ²)	Section	Surface (cm ²)
S ₁	47945	S' ₁	6000
S ₂	52405	S' ₂	6690
S ₃	43000	S' ₃	6450
S ₄	47000	S' ₄	7050

Tableau II.11. Les charges des différentes surfaces.

Plancher				
Etage	Type	Surface	Poids (KN/m ²)	Charge (KN)
Terrasse Inaccessible	C.C	S ₁ + S ₂ + S ₃ + S ₄	6.57	125.06

Etage courant	C.C	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4$	5.56	105.04
Poutre				
Type	Hauteur (m)	Surface	Poids (KN/m³)	Charge (KN)
Poutre principales	0.40	$S'_1 + S'_2$	25	12.69
Poutre secondaire	0.35	$S'_3 + S'_4$	25	11.80

- Descente de charge :

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \sum Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P_i) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.12. Descente de charge du poteau I.

Étage	Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
Étage 9	1	Plancher	125.06	19.035
		Poutres	24.49	
		Poteaux	9.37	
	Somme		158.92	19.035
Étage 8	2	Venant de Niv 1	158.92	28.55+19.035
		Plancher	105.84	
		Poutres	24.49	
		Poteaux	9.37	
	Somme		289.25	47.58
Étage 7	3	Venant de 2	289.25	19.035+(2×28.55)×0.95
		Plancher	105.84	

		Poutres	24.49	
		Poteaux	10.02	
		Somme	429.6	
Étage 6	4	Venant de 3	429.6	$19.035+(3 \times 28.55) \times 0.9$
		Plancher	105.84	
		Poutres	24.49	
		Poteaux	10.02	
	Somme	569.95	96.138	
Étage 5	5	Venant de 4	569.95	$19.035+(4 \times 28.55) \times 0.85$
		Plancher	105.84	
		Poutres	24.49	
		Poteaux	12.24	
	Somme	712.52	116.105	
Étage 4	6	Venant de 5	712.52	$19.035+(5 \times 28.55) \times 0.8$
		Plancher	105.84	
		Poutres	24.49	
		Poteaux	12.24	
	Somme	855.09	133.23	
Étage 3	7	Venant de 6	855.09	$19.035+(6 \times 28.55) \times 0.75$
		Plancher	105.84	
		Poutres	24.49	
		Poteaux	13.77	
	Somme	999.19	147.51	
Étage 2	8	Venant de 7	999.19	$19.035+(7 \times 28.55) \times 0.714$
		Plancher	105.84	
		Poutres	24.49	
		Poteaux	13.77	
	Somme	1143.29	161.72	
Étage 1	9	Venant de 8	1143.29	$19.035+(8 \times 28.55) \times 0.688$
		Plancher	105.84	
		Poutres	24.49	
		Poteaux	17.21	
	Somme	1290.83	176.17	
RDC	10	Venant de 9	1290.83	$19.035+(9 \times 28.55) \times 0.666$
		Plancher	105.84	
		Poutres	24.49	
		Poteaux	17.21	
	Somme	1438.37	190.164	

- Calcul pour le poteau II :

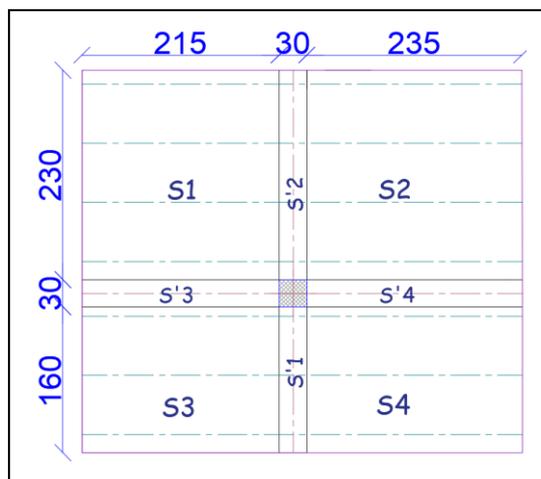


Figure II.13. Surface qui revient au poteau II.

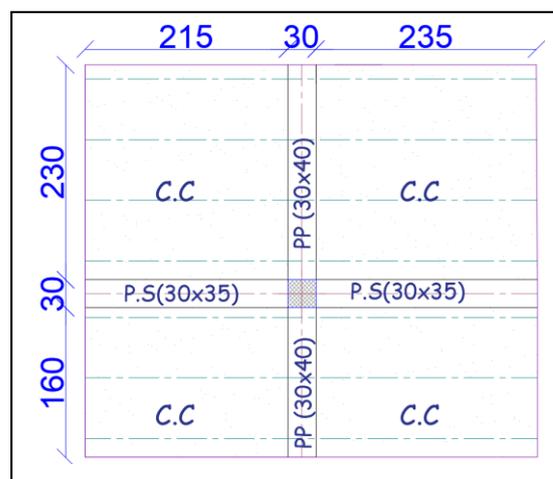


Figure II.14. Surface afférente au niveau de la terrasse inaccessible.

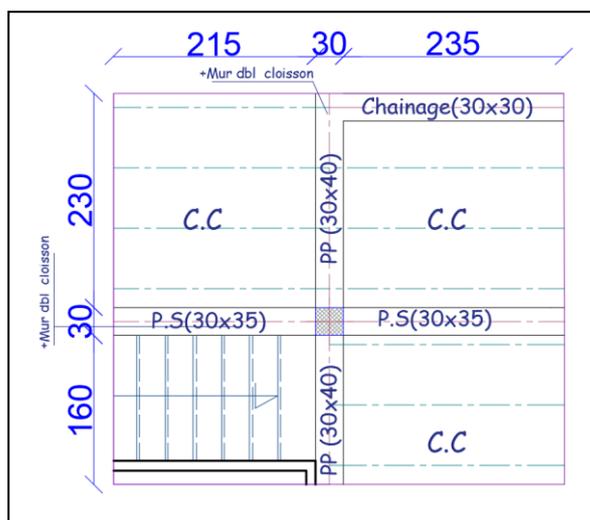


Figure II.15. Surface afférente au niveau de l'étage courant.

Le tableau suivant présente les surfaces des éléments constitutifs de la surface afférente qui revient au poteau II :

Tableau II.13. Surface du poteau II.

Plancher		Poutre	
Section	Surface (cm ²)	Section	Surface (cm ²)
S ₁	49450	S' ₁	4800
S ₂	54050	S' ₂	6900
S ₃	34400	S' ₃	6450
S ₄	37600	S' ₄	7050

- Les charges G :

Tableau II.14. Les charges G sur le poteau II.

Plancher		Poutres		Mur
Les niveaux	Charge G (KN)	Type de poutres	Charge G (KN)	Charge G (KN)
Terrasse inaccessible	115.30	PP+PS+PC	17.4375	15.38
Étage courant	101.84			

- Les surcharges Q :

Tableau II.15. Surcharge Q sur le poteau II.

Plancher	
Les niveaux	Charge Q (KN)
Terrasse inaccessible	17.55
Étage courant	32.775

- Décence de charge :

Tableau II.16. Décence de charge sur le poteau II.

Étage	Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
Étage 9	1	Plancher	115.30	17.55
		Poutres +mur	32.8175	
		Poteaux	9.37	
	Somme			157.4875
Étage 8	2	Venant de 1	157.4875	17.55+32.775
		Plancher	101.84	
		Poutres +mur	32.8175	
	Poteaux	9.37		
Somme			301.515	50.325
Étage 7	3	Venant de 2	301.515	17.55+(32.775×2)×0.95
		Plancher	101.84	
		Poutres +mur	32.8175	
	Poteaux	10.02		
Somme			446.1925	79.8225
Étage 6	4	Venant de 3	446.1925	17.55+(32.775×3)×0.9
		Plancher	101.84	
		Poutres +mur	32.8175	
	Poteaux	10.02		
Somme			590.87	106.04
Étage 5	5	Venant de 4	590.87	17.55+(32.775×4)×0.85
		Plancher	101.84	

		Poutres +mur	32.8175	128.985
		Poteaux	12.24	
		Somme	737.7675	
Étage 4	6	Venant de 5	737.7675	17.55+(32.775×5) ×0.8
		Plancher	101.84	
		Poutres +mur	32.8175	
		Poteaux	12.24	
		Somme	884.665	
Étage 3	7	Venant de 6	884.665	17.55+(32.775×6) ×0.75
		Plancher	101.84	
		Poutres +mur	32.8175	
		Poteaux	13.77	
		Somme	1033.0925	
Étage 2	8	Venant de 7	1033.0925	17.55+(32.775×7) ×0.714
		Plancher	101.84	
		Poutres +mur	32.8175	
		Poteaux	13.77	
		Somme	1181.52	
Étage 1	9	Venant de 8	1181.52	17.55+(32.775×7) ×0.668
		Plancher	101.84	
		Poutres +mur	32.8174	
		Poteaux	17.21	
		Somme	1333.3874	
Rdc	10	Venant de 9	1333.8474	17.55+(32.775×8) ×0.666
		Plancher	101.84	
		Poutres +mur	32.8174	
		Poteaux	17.21	
		Somme	1485.2248	

II.5.2 Vérification du poteau :

Le poteau P_{II} est le plus défavorable.

➤ **Vérification à la compression simple :**

$G = 1485.2248$ KN et $Q = 192.175$ KN

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 15%, tel que :

$$N_u^* = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.15 \times (1.35 \times 1485.2248 + 1.5 \times 192.175)$$

$$N_u^* = 2637.32 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \text{ tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II.17. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	N_u^* (MN)	Section (cm ²)	$B_{calculée}$ (m ²)	$B_{choisis}$ (m ²)	Observation
RDC	2.64	45 × 45	0.186	0.2025	Vérifiée
Etage 1	2.35	45 × 45	0.167	0.2025	Vérifiée
Etage 2	2.178	45 × 40	0.153	0.18	Vérifiée
Etage 3	1.888	45 × 40	0.133	0.18	Vérifiée
Etage 4	1.629	40 × 40	0.115	0.16	Vérifiée
Etage 5	1.367	40 × 40	0.096	0.16	Vérifiée
Etage 6	1.126	40 × 35	0.077	0.14	Vérifiée
Etage 7	0.833	40 × 35	0.058	0.14	Vérifiée
Etage 8	0.554	35 × 35	0.039	0.1225	Vérifiée
Etage 9	0.274	35 × 35	0.019	0.1225	Vérifiée

- Vérification au flambement :

D'après le **CBA 93 (art 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 du béton.

$\gamma_s= 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

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 : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$

On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{\text{rcal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

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

Exemple de calcul pour le RDC :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = 3.4 - 0.4 = 3$$

$$l_f = 0.7 \times 3 = 2.1 \text{ m}$$

$$\lambda = 2.1 \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.1 \times \frac{2\sqrt{3}}{0.45} = 16.16$$

$0 < \lambda < 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.165}{35} \right)^2} = 0.815$$

$$A_s = 0.01 B_r$$

$$B_r \geq \frac{2.637}{0.815 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.142 \text{ m}^2$$

Tableau II.18. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

Niveau	L_0 (m)	l_f (m)	λ	α	N_u (Mn)	B_r (m ²)	B_{choisis} (m ²)	Observation $B_{\text{choisis}} > B_r$
Rdc	3	2.1	16.16	0.815	2.64	0.1420	0.1849	Vérifiée
Etage 1	2.66	1.862	14.33	0.825	2.35	0.1264	0.1849	Vérifiée
Etage 2	2.66	1.862	14.33	0.822	2.178	0.1162	0.1634	Vérifiée
Etage 3	2.66	1.862	14.33	0.822	1.888	0.1009	0.1634	Vérifiée
Etage 4	2.66	1.862	14.33	0.815	1.629	0.0877	0.1444	Vérifiée
Etage 5	2.66	1.862	16.12	0.815	1.367	0.0736	0.1444	Vérifiée
Etage 6	2.66	1.862	16.12	0.815	1.126	0.0592	0.1254	Vérifiée
Etage 7	2.66	1.862	16.12	0.815	0.833	0.0447	0.1254	Vérifiée
Etage 8	2.66	1.862	18.42	0.805	0.554	0.0302	0.1089	Vérifiée
Etage 9	2.66	1.862	18.42	0.805	0.274	0.0149	0.1089	Vérifiée

-Vérification des conditions du RPA :

D'après l'article (**Art. 7.4.1**), on doit satisfaire les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.19. Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P1.

Niveau	45×45	45×40	40×40	40×35	35×35	Observation
$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$	45	40	40	35	35	Vérifiée
$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15	13.3	13.3	13.3	13.3	Vérifiée
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	1	0.89	1	0.875	1	Vérifiée

II.6 Pré dimensionnement d'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments. Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher la section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre, qui donne un effort normal et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique.

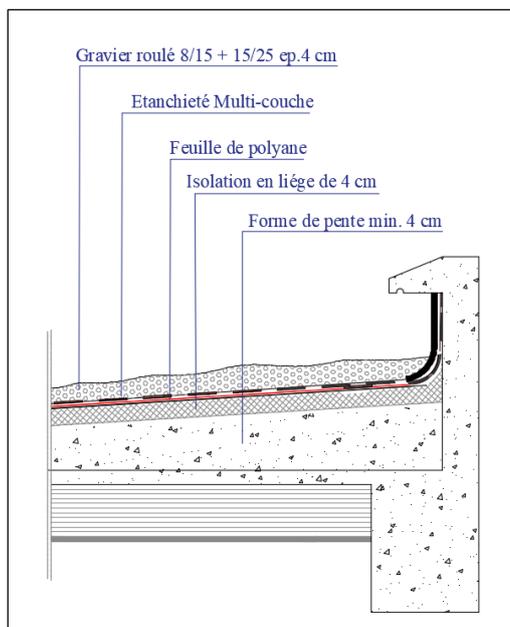


Figure II.16. Schéma de l'acrotère.

Dans notre projet on a l'acrotère qui a les dimensions suivantes :

Surface de l'acrotère :

$$S = 0.60 \times 0.10 + 0.07 \times 0.10 + \frac{0.03 \times 0.10}{2}$$

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

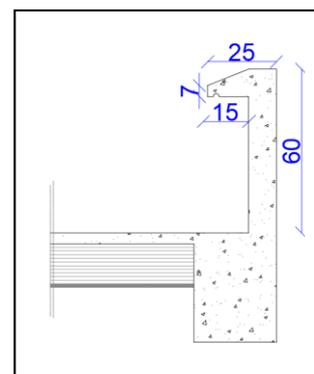


Figure II.17 Dimension de l'acrotère.

Tableau II.20. Les charges de l'acrotère.

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0.60	0.38	2.46	1	2.84

Conclusion :

Après le pré dimensionnement des éléments structuraux et la vérification des conditions nécessaires, on peut opter pour les dimensions suivantes :

Tableau II.21. Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(20 + 4) cm
Dalle pleine	Dalle de l'ascenseur	e = 14 cm
Escalier	Etage courant	e = 16 cm
Poutres	Principales	(30 × 40) cm ²
	Secondaires	(30 × 35) cm ²
Voiles	RDC	e = 20 cm
	Les étages courants	e = 15 cm
Poteaux	RDC et Etage 1	(45 × 45) cm ²
	Etage courant 2-3	(45 × 40) cm ²
	Etage courant 4-5	(40 × 40) cm ²
	Etage courant 6-7	(40 × 35) cm ²
	Etage courant 8-9	(35 × 35) cm ²

Chapitre III

Etudes des éléments non structuraux

Introduction :

Dans un ouvrage quelconque existe deux types d'éléments constitutifs :

- ✓ Eléments secondaires.
- ✓ Eléments principaux.

Le chapitre suivant traite le calcul des éléments secondaires.

Un élément secondaire est un élément porteur qui ne fonction pas dans les conditions accidentelles.

Parmi les éléments secondaires, qu'on va traiter dans ce chapitre :

- ✓ Les planchers.
- ✓ L'escalier.
- ✓ Les poutres de chaînage.
- ✓ L'acrotère.
- ✓ L'ascenseur.

III.1 Calcul des planchers :**III.1.1 Plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants dont la charge d'exploitation n'est pas très importante (généralement $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) tel que le bâtiment d'habitation, bureau, ...). **DTR .B.C.2.2.**

Il est constitué de :

- | | |
|---|---|
| { | Corps creux → élément de remplissage. |
| | Poutrelles (nervures) → élément principal. |
| | Dalle de compression → rôle : répartition des charges (dalle mince (4 - 6) cm). |

- Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple.

- Les méthodes de calcul :**- Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations maximales dans les poutrelles. Elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$
- b) Le rapport entre deux travées successives des poutrelles doit être compris entre 0.8 et 1.25 $\Rightarrow 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- c) Fissuration peu nuisible (F.P.N).
- d) Le moment d'inertie I de la poutrelle est constant sur toutes les travées.

- Valeurs des moments :

On appelle :

M_a : moment maximale sur un appui donné.

M_t : moment maximale en travée.

M_0 : moment maximale isostatique.

α : degré de surcharge.

$$M_a = \begin{cases} 0.6 M_0 & \text{pour un appui intermédiaire d'une poutrelle à deux travées.} \\ 0.5 M_0 & \text{pour les premiers appuis intermédiaires (appui voisin de rive) d'une poutrelle à plus de deux travées.} \\ 0.4 M_0 & \text{pour tous les appuis centraux (autres que les appuis voisins de rive), pour les poutres ou les poutrelles à plus de trois travées.} \end{cases}$$

- Moments aux appuis :

Au niveau de l'appui de rive le moment est nul ce pendant le **BAEL** exige de mettre au niveau de ces appuis des aciers de fissuration équilibrant un moment = $-0.15 M_0$ ($M_a^{\text{rive}} = -0.15 M_0$), avec M_0 est moment isostatique maximale entre les deux travées de rive.

- Moments en travées :

M_t est calculée à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

a) Première condition :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha)M_0$$

N.B : M_g et M_d sont pris avec valeurs absolues.

b) Deuxième condition :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

- Valeurs des efforts tranchants :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant est calculé au niveau des appuis seulement sur chaque appui.

L'effort tranchant hyperstatique (V) égale l'effort tranchant isostatique (V_0), sauf sur l'appui intermédiaire (appui voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique V_0 est majoré de :

$$\begin{cases} 15\% \text{ pour poutre à deux travées.} \\ 10\% \text{ pour poutre à plus de travées.} \end{cases}$$

- Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Elle s'applique pour les planchers à surcharge élevée, ou l'une des conditions de l'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, elle est basée, elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a légèrement modifiée pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non parfaites du béton armé.

- Moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_i = - \frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} & \dots \text{ sous charge répartie.} \\ M_i = - \frac{k_G \times P_G \times l'_G{}^2 + k_D \times P_D \times l'_D{}^2}{l'_G + l'_D} & \dots \text{ sous charge concentrée.} \end{cases}$$

l'_G et l'_D : longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_G et q_D : charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

p_G et p_D : charges concentrées à gauche et à droite respectivement.

Avec :

$$\begin{cases} l' = 0.8 \times l & \text{pour une travée intermédiaire.} \\ l' = l & \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$k_{G,D} = \frac{1}{2.125} \times x_{G,D} \times (1 - x_{G,D}) \times (2 - x_{G,D})$$

$$x_{G,D} = \frac{a_{G,D}}{l'_{G,D}}$$

$a_{G,D}$: C'est la distance qui sépare la charge et l'appui concerné.

- Moments en travées :

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

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

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

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \longrightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

- L'effort tranchant :

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

- Méthode de Caquot minorée :

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ($G' = \frac{2}{3}G$).

La charge G' est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.

Le calcul des moments en travée se fait par la charge totale G et non pas G' .

- Les charges et surcharges revenants aux poutrelles :

Le calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles se fait comme suit :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$

Avec : $l_0 = 0.65 m$

- Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.

Schéma statique	
Etage courant et RDC 1-8	
Terrasse	

- Calcul des efforts internes :

- Exemple de calcul Etage terrasse :

- Poutrelle avec chargement régulières :

- Calcul d'une poutrelle de Type T3 (poutrelle isostatique) :

$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$

$P_u = (1.35 \times 6.57 + 1.5 \times 1) \times 0.65$

$P_s = (6.57 + 1) \times 0.65$

$\begin{cases} p_u = 6.74 \text{ KN/m} \\ p_s = 4.92 \text{ KN/m} \end{cases}$

➤ Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_0^u = 21.06 \text{ KN/m} \\ M_0^s = 15.37 \text{ KN/m} \end{cases}$$

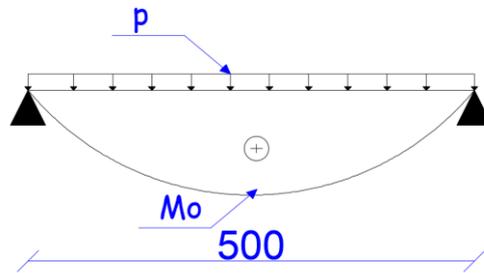


Figure III.1. Moment d'une poutrelle isostatique.

➤ Moments aux appuis :

$$M_2 = M_3 = \begin{cases} M_2^u = M_3^u = -0.15 \times 21.06 = -3.15 \text{ KN.m} \\ M_2^s = M_3^s = -0.15 \times 15.37 = -2.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Efforts tranchants :

$$V = \frac{ql}{2} \rightarrow \begin{cases} v_2 = 16.85 \text{ KN} \\ v_3 = -16.85 \text{ KN} \end{cases}$$

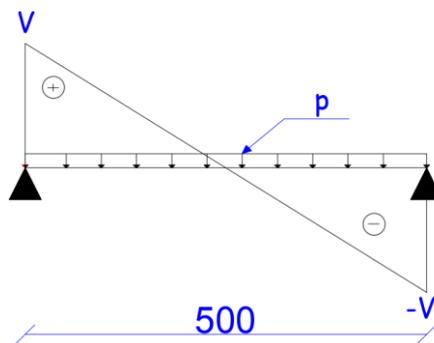


Figure III.2. Effort tranchant d'une poutrelle isostatique.

- Calcul d'une Poutrelle type T1 (poutrelle à 2 travées) :

➤ **Méthode forfaitaire :**

$$\begin{cases} G = 6.57 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1 = \min(13.14 ; 5) \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.6}{500} = 1.08 \in [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 3) $I =$ est constant sur toute la poutrelle..... Vérifiée
- 4) Fissuration peut nuisible. Vérifiée

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc la M.F est applicable.

➤ **Calcul des charges :**

$$\Rightarrow \begin{cases} P_u = 6.74 \text{ KN/m} \\ P_s = 4.92 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_0^U = 21.06 \text{ KN.M} \\ M_0^S = 15.37 \text{ KN.M} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_2^u = M_4^u = -0.15 \times 21.06 = -3.15 \text{ KN.m} \\ M_2^s = M_4^s = -0.15 \times 15.37 = -2.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui 3 :**

$$M_B = -0.6M_0 \begin{cases} M_3^u = -12.636 \text{ KN.m} \\ M_3^s = -15.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.57} = 0.132$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.04 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.23 \end{cases}$$

➤ **Travée 2-3 :**

$$M_t^{2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq \max(1.05; 1.04) M_0^{2-3}$$

$$M_t^{2-3} + \frac{M_3}{2} \geq 1.05M_0^{2-3}$$

$$M_t^{2-3} \geq 1.05M_0^{2-3} - \frac{M_3}{2}$$

$$M_t^{2-3} \geq 1.05M_0^{2-3} - 0.3 M_0^{2-3}$$

$$M_t^{2-3} \geq 0.75M_0^{2-3} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{2-3} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.615 M_0^{2-3} \dots \dots \dots (2)$$

On prend : $M_t^{2-3} = \max [(1); (2)] :$

$$\begin{cases} M_{tU}^{2-3} = 15.79 \text{ KN.m} \\ M_{tS}^{2-3} = 12.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Travée 3-4 :**

$$M_t^{3-4} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq \max(1.05; 1.04) M_0^{3-4}$$

$$M_t^{3-4} + \frac{M_3}{2} \geq 1.05M_0^{3-4}$$

$$M_t^{3-4} \geq 1.05M_0^{3-4} - \frac{M_3}{2}$$

$$M_t^{3-4} \geq 1.05M_0^{3-4} - 0.3 M_0^{2-3}$$

$$M_t^{3-4} \geq 0.75M_0^{3-4} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{3-4} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.61 M_0^{3-4} \dots\dots\dots (2)$$

On prend $M_t^{3-4} = \max [(1) ;(2)] :$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{3-4} = 11.48 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{3-4} = 8.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_2 = 17.949 \text{ KN} \\ V_3 = -20.64 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} V_4 = 20.64 \text{ KN} \\ V_5 = -16.532 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul d'une poutrelle type 2 (poutrelle à 3 travées) :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(13.14 ; 5) \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.1}{4.35} = 0.78 \notin [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots$ Non vérifiée.
- 3) $I =$ est constant sur toute la poutrelle..... Vérifiée.
- 4) Fissuration peut nuisible. Vérifiée.

\Rightarrow La condition ② n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot minorée.

On a : $G' = \frac{2}{3}G = 4.38 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} p_u = 6.74 \text{ KN/m} \\ p_s = 4.92 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} p'_u = 4.81 \text{ KN/m} \\ p'_s = 3.49 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des moments aux appuis :

➤ **Appuis de rive :**

$M_1 = M_7 = 0$, mais le **BAEL** exige de mètre des aciers de fissuration équilibrant fictif.

$$M = -0.15 \max(M_0^1 ; M_0^6) \Rightarrow M = -0.15M_0^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0,U}^2 = 15.94 \text{ KN.m} \\ M_{0,S}^2 = 11.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_U^1 = M_U^7 = -2.39 \text{ KN.m} \\ M_S^1 = M_S^7 = -1.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Appuis 2:**

$$\begin{cases} q_g = q_d = q'_u = 4.81 \text{ KN/m}; \quad q'_s = 3.49 \text{ KN/m} \\ \quad \quad \quad l'_g = 3.1 \text{ m} \\ \quad \quad \quad l'_d = 0.8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_2^u = -\frac{4.81 \times (3.1^3 + 3.48^3)}{8.5(3.1 + 3.48)} = -6.18 \text{ KN.m} \\ M_2^s = -\frac{3.49 \times (3.1^3 + 3.48^3)}{8.5(3.1 + 3.48)} = -4.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments aux appuis sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2. Les moments aux appuis.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
Appui 1	-2.39	-1.74
Appui 2	-6.18	-4.49
Appui 3	-8.3	-6.02
Appui 7	-2.39	-1.74

➤ **Moments en travées :**

Travée 1-2 :

$$x_0 = \frac{3.1}{2} - \frac{6.18}{6.74 \times 3.1} = 1.25 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{1-2} = 5.29 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{1-2} = 3.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments en travées sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3. Les moments en travées.

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée 1-2	1.253	5.294	3.876
Travée 2-3	2.103	8.709	6.389
Travée 3-4	2.351	10.314	7.546

➤ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4. Les efforts tranchants.

Appuis	Appui 1	Appui 2	Appui 3	Appui 4
Vu (KN)	8.448	14.175	15.843	-11.791

Les résultats des sollicitations dans les différents types de poutrelles (plus défavorable) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles étage courants.

TYPE	Sollicitations (Moments fléchissant et Effort tranchants)
01	
02	
03	
04	

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage courants.

TYPE	Sollicitations (Moments fléchissant et Effort tranchants)
01	<p> $M_{ELU} = -16.65 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = -12.07 \text{ Kn.m}$ $M_{ELU} = 10.09 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 7.31 \text{ Kn.m}$ $V_1 = 11.55 \text{ kn}$ $V_2 = -18.8 \text{ kn}$ </p> <p> $M_{ELU} = -9.34 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = -6.77 \text{ Kn.m}$ $M_{ELU} = 7.62 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 5.52 \text{ Kn.m}$ $V_3 = -15.03 \text{ kn}$ </p> <p> $M_{ELU} = -5.10 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = -4.76 \text{ Kn.m}$ $M_{ELU} = 1.02 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 0.87 \text{ Kn.m}$ $V_4 = -12.29 \text{ kn}$ </p> <p> $M_{ELU} = -13.03 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = -9.44 \text{ Kn.m}$ $M_{ELU} = 5.91 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 4.2 \text{ Kn.m}$ $V_5 = -16.70 \text{ kn}$ </p> <p> $M_{ELU} = 7.98 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 5.78 \text{ Kn.m}$ $V_6 = -10.36 \text{ kn}$ </p>
02	<p> $M_{ELU} = -8.75 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = -6.34 \text{ Kn.m}$ $M_{ELU} = 4.03 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 2.90 \text{ Kn.m}$ $V_3 = 8.44 \text{ kn}$ </p> <p> $M_{ELU} = -12.49 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = -9.05 \text{ Kn.m}$ $M_{ELU} = 4.99 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 3.62 \text{ Kn.m}$ $V_4 = -14.005 \text{ kn}$ </p> <p> $M_{ELU} = 8.16 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 5.91 \text{ Kn.m}$ $V_5 = -15.84 \text{ kn}$ </p> <p> $V_6 = -11.791 \text{ kn}$ </p>
03	<p> $M_{max/ELU} = 20.62 \text{ Kn.m}$ $M_{max/ELS} = 14.95 \text{ Kn.m}$ $V_{max} = 16.5 \text{ kn}$ </p>
04	<p> $M_{ELU} = -19.03 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = -13.83 \text{ Kn.m}$ $M_{ELU} = 9.12 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 6.61 \text{ Kn.m}$ $V_1 = 11.03 \text{ kn}$ $V_2 = -20.31 \text{ kn}$ </p> <p> $M_{ELU} = 12.16 \text{ Kn.m}$ $M_{ELS} = 8.81 \text{ Kn.m}$ $V_3 = -12.68 \text{ kn}$ </p>

Sollicitations maximales pour les différents niveaux :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales dans les différents niveaux :

Tableau III.8. Tableau récapitulatif des efforts maximaux.

Etage	ELU			ELS			V (KN.m)
	M _t (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
Etage courants	20.62	-11.41	-3.09	14.65	-8.298	-2.19	20.31
Terrasse inaccessible	21.06	-11.694	-3.159	15.37	-8.53	-2.3	20.74

- Calcul du ferrailage :**- Ferrailage longitudinal :**

$$F_c = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

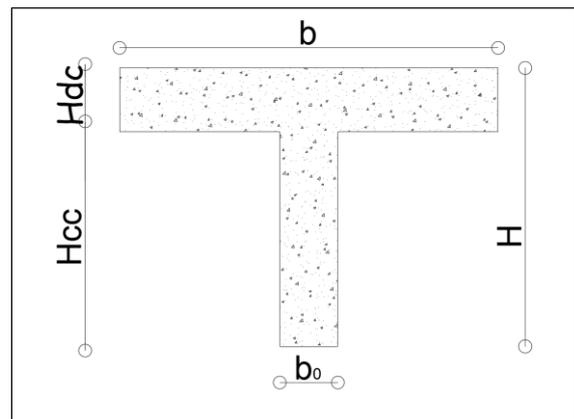
$$f_t = 2.1 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

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

**Figure III.3.** Coupe transversale d'une poutelle.

Les sollicitations d'étage terrasse :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 21.06 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -11.69 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{riv}} = -3.159 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V = 20.74 \text{ KN}$$

- Le ferrailage en travée :

$$D = 0.9 h = 0.216 \text{ m}$$

$$M_{Tu} = f_{bu} h_0 b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.04 \times 0.6 \times \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 66.79 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} \geq M_{Tmax} \Rightarrow$ 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 (bxh).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0529 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$

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

$$\begin{cases} \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \times 10^{-3} \\ \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = 0.668 \\ \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.391 \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq \mu_1 \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.068$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.21 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} z} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_l^{\min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.456 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l^{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_t = 2.74 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$

- Appuis intermédiaires :

Au niveau de l'appui le moment est négatif donc le calcul sera pour une section rectangulaire $b_0 \times h$:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.173 < 0.186 \Rightarrow \text{donc on est dans le pivot A}$$

$\mu_{bu} \leq \mu_1 \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.23$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.195 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{f_{st} z} = 1.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non-fragilité :** **CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_a^{\min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.456 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 1.456 \text{ cm}^2 < A_a = 1.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$

- Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.045 < 0.186$$

\Rightarrow donc on est dans le pivot A.

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.058$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{f_{st} z} = 0.40 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non-fragilité :** CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_a^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0.261 \text{ cm}^2 < A_a = 0.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des poutrelles aux différents niveaux est donné comme suit :

Tableau III.9. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles aux différents niveaux.

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{choisi}
Terrace inaccessible	Travée	21.06	0.052	0.06	0.21	2.88	1.456	3HA12=3.39 cm ²
	Appui inter	-11.69	0.029	0.037	0.21	1.58	1.456	2HA12=2.26cm ²
	Appui de rive	-3.51	0.045	0.058	0.216	0.4	0.26	1Ha12=1.13 cm ²
Etage courants	Travée	20.62	0.051	0.066	0.21	2.81	1.456	3HA12=3.39cm ²
	Appui inter	11.41	0.028	0.036	0.21	1.54	1.456	2HA12=2.26cm ²
	Appui de rive	3.09	0.049	0.056	0.215	0.4	0.26	1Ha12=1.13 cm ²

Vérification des poutrelles à l'effort tranchant : CBA93 (Art A.5.1.1)

$$v^{\max} = 20.74 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{20.74 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$F. P. N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Ferrillages transversaux :

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

$$\parallel \text{ Soit } A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- L'espace :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$a = 90^\circ$ (Armatures droites).

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1(0.94 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 54.48 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

- Appui de rive :

On a: $M_{a,u}^{\text{rive}} = 0$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{20.74 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 5.96 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.596 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.57 + 2.36 = 2.93 \text{ cm}^2 > 0.593 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- Appui intermédiaire : CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow \frac{1.15}{400} \left(20.74 - \frac{10.23}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -1.22 \text{ cm}^2$$

V_u est négligeable devant M_u .

Vérification de la bielle : (Bael91.Art.6.1.3)

$$v_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0.9d, \quad d = 0.1944$$

$$v_u = 0.267 \times 0.1 \times 0.1944 \times 25$$

$$v_u = 20.64 < 108.14 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Vérification de la jonction de table nervure BAEL99 (Art. A.5.1.2.1.1) :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{20.74 \left(\frac{0.60 - 0.10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.216 \times 0.6 \times 0.04}$$

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} \leq \tau = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS :

Les vérifications à faire sont :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.

- ✓ État limite de déformation.

Tableau III.10. Tableau récapitulatif des vérifications à l’ELS.

Niveau	Endroit	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ ≤ σ̄ (MPa)	Observation
Etage inaccessible	Travée	15.37	3.39	5.29	15474.92	5.25 < 15	Vérifiée
	Appui	8.53	2.26	4.34	11043.38	3.35 < 15	Vérifiée

- Etat limite de déformation (déformations des poutres)

L’article (**BAEL B.6.5, 1**) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les trois conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} h \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right]l \dots \dots \dots \textcircled{1} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{2} \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Avec:

h : hauteur totale du plancher fini (m).

L : portée de la poutre considérée (m).

M_t : moment maximum en travée (≤ M₀ en cas de continuité).

M₀ : moment isostatique de la travée.

A_s : acier longitudinal (cm²).

b₀ : largeur de la nervure (m).

d : largeur utile du plancher fini (m).

f_e : limite élastique des aciers en MPa.

Si ces conditions n’étaient pas vérifiées, le calcul des flèches aurait été indispensable.

Dans notre cas on a :

M_t = M₀ = 15.37 KN.m ; L = 5m ; h = 0.24 m.

$$h = 0.20 < \frac{M_t \times l}{10 \times M_0} = \frac{5}{10} = 0.5 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La condition $\textcircled{1}$ n’est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

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

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

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

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 :

G_g : poids total.

G_j : poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 6.57 \text{ KN/m}^2$$

$$G_j = G_g - G_{\text{revêtement}} = 6.57 - (0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.2) = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{gser}} = 0.65 \times G_g = 4.27 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{jser}} = 0.65 \times G_j = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{pser}} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (5.21+1) = 4.03 \text{ KN/m}$$

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

$$M_{\text{jser}} = \frac{q_{\text{jser}} \times l^2}{8} = 8.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{gser}} = \frac{q_{\text{gser}} \times l^2}{8} = 7.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pser}} = \frac{q_{\text{pser}} \times l^2}{8} = 13.07 \text{ KN.m}$$

➤ **Propriété de la section :**

On a : $Y=4.5 \text{ cm}$, $I= 12663.27 \text{ cm}^4$

- Calcul de centre de gravité (y_G) et le moment d'inertie (I_0) de la section homogène :

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

$$y_G = 8.53 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 29627.64 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 202.04 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 165.59 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 293.56 \text{MPa}$$

- Inertie fictive (I_f) :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.010$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.91 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.56 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.65$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.6$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.74$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9105.451 \text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9722.09 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8279.617 \text{cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 16791.56 \text{cm}^4$$

- Calcul des flèches :

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3}$$

$$= 10818.86 \text{MPa} \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86$$

$$= 32456.58 \text{MPa} \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 8.26 \text{mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 6.34 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 13.20 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 11.01 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 9.61 \text{ mm} < f_{adm} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

III.1.2 Etude de la dalle de compressions :

Selon le CBA (Art B.6.8.4.2.3)

➤ **Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :**

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

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

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

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

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

➤ **Barres parallèle (⊥) aux poutrelles :**

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

$$A_{\parallel} = \frac{1.106}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

❖ **Schéma de ferrailage des poutrelles :**

Le tableau ci-dessous résume les différents schémas de ferrailages des poutrelles pour les différents niveaux :

Figure II.18. Schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Terrasse inaccessible			
Etage courante			

❖ Dalle de compression :

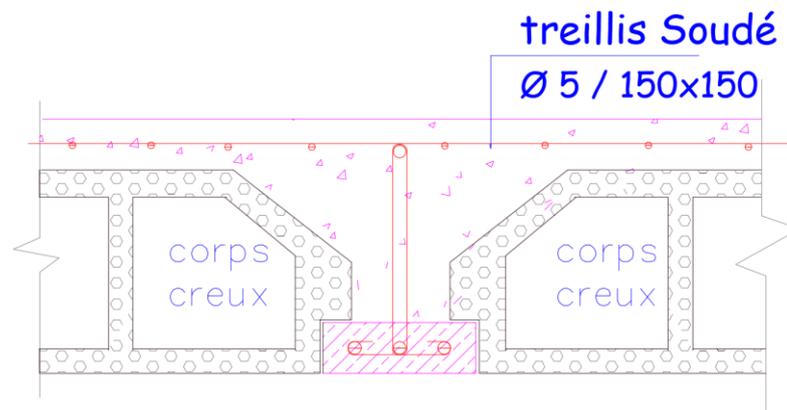


Figure II.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.1.3 Plancher à étude dalle pleine :

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent un ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Ce type de plancher est utilisée essentiellement quand le plancher creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- ✓ Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisée.
- ✓ Q est important.
- ✓ Longueurs de travées importantes.

On a donc :

a. Dalle sur trois appuis (panneau D.P.1) :

- **Caractéristique de la dalle :**

$G=6.57 \text{ kn/m}^2$, $Q=1 \text{ kn/m}^2$
 $p^{\text{acr}} = 2.84 \times 0.6 = 1.70 \text{ kn}$
 $L_x=1.3 \text{ m}$; $L_y=3.4 \text{ m}$
 $e=14 \text{ cm}$
 $\rho=0.38 < 0.4$

Donc la dalle fléchit selon un sens

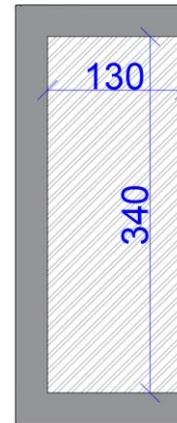


Figure III.8. Dalle sur 3 appuis.

- **Evaluation des charges :**

$P_u=1.35 \times G+1.5 \times Q=10.36 \text{ kn/m}$
 $q_u^{\text{acr}} = 1.35 \times 1.7 = 2.295 \text{ kn/m}$
 $P_s=G+Q=7.57 \text{ kn/m}$
 $q_s^{\text{acr}} = 1.7 \times 1 = 1.7 \text{ kn/m}$

- **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{p_u l_x^2}{2} + q_u^{\text{acr}} \times l_x\right) \\ V_u = p_u \times l_x + q_u^{\text{acr}} \end{cases}$$

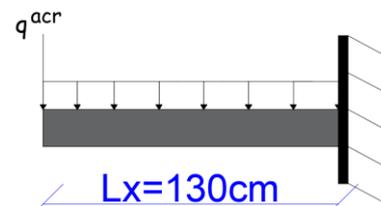


Figure III.9. Dalle sur 3 appuis type 2.

ELU : $M_u = -11.73 \text{ kn/m}$, **ELS :** $M_s = -8.60 \text{ kn/m}$

$V = 15.763 \text{ Kn}$

❖ **Calcul du ferrailage à l'ELU :**

Le tableau du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.21. Ferrailage du panneau D.P.1.

Endroit	Sens	M (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A^{min} (cm^2/ml)	$A^{\text{opté}}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Nappe Supérieure	X-X	-11.73	0.068	0.08	0.106	3.17	1.48	4HA12 =4.52	25

- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{4.52}{3} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 5\text{HA}8 = 2.51/\text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELU :**

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

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Vérification de l’effort tranchant D.P.1.

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		Observation
			τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
D.P.1	X-X	15.76	0.143	1.17	Vérifiée

- **Vérification a l’ELS :**

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l’ELS du panneau (D.P1) :

Tableau III.23. Tableau récapitulatif des vérifications à l’ELS du panneau D.P.1.

Endroit	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)		Obs
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	-8.60	3.24	5216.49	5.34	15	Vér	191.82	201.63	Vér

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.4} = 0.10 > 0.05 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.0041 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions de la flèche sont vérifiées donc Le calculer de la flèche n’est pas nécessaire.

d. Dalle sur quatre appuis (panneau D.P.2) :

- **Caractéristique de la dalle :**

G=4.86 kn/m² ; Q=1.5kn/m²
 L_x=2.5m = L_y=2.5 m
 e=14cm
 ρ=1>0.4

Donc la dalle fléchie selon deux sens.

- **Evaluation des charges :**

P_u=1.35×G+1.5×Q=11.661kn/m
 P_s=G+Q=8.36kn/m

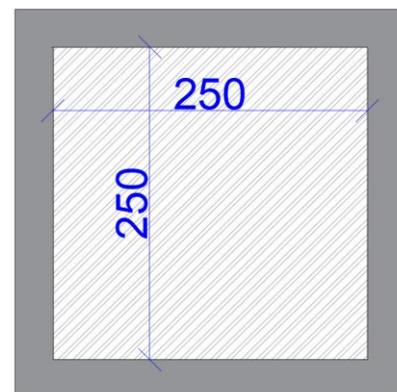


Figure III.10. Dalle sur 4 appuis.

- **Calcul des sollicitations :**

Moment isostatique

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

Avec μ_x et μ_y ; coefficient donné par le tableau de l'annexe n°03

ELU	ELS
$\begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$	$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

❖ **Calcul du ferrailage à L'ELU :**

Le tableau du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.24. Estimation des moments dans le panneau D.P.2.

	ELU		ELS	
	M_x (kn.m)	M_y (kn.m)	M_x (kn.m)	M_y (kn.m)
M_0	2.026	2.026	1.46	1.46
$M_t^{x,y} = 0.85 \times M_t^{x,y}$	1.72	1.72	1.24	1.24
$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x$	-1.01		-0.073	

❖ **Calcul du ferrailage à L'ELU :**

Le tableau du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.25. Ferrailage du panneau D.P.2.

Endroit	Sens	M (KN. m)	μ_{bu}	A	z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	1.72	0.01	0.01	0.109	0.45	1.12	5HA8=2.51	20
	Y-Y	1.72	0.01	0.01	0.109	0.45	1.12	5HA8=2.51	20
Appuis	X-X ; Y-Y	-1.01	0.005	0.007	0.109	0.26	1.12	5HA8=2.51	20

- **Vérification à l'ELU :**
- **Vérification de l'effort tranchant :**

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Vérification de l'effort tranchant D.P.2.

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$		Observation
			τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	
D.P.2	X-X	0.73	0.058	1.17	Vérifiée
	Y-Y	0.73	0.058	1.17	Vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

Le tableau ci-dessous résumé les résultats des vérifications à l'ELS du panneau (D.P.2) :

Tableau III.27. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS du panneau D.P.2.

Endroit	Sens	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)		Obs
					σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	1.24	2.52	3240.84	0.96	15	Vér	48.76	201.63	Vér
	Y-Y	1.24	2.52	3240.84	0.96	15	Vér	48.76	201.63	Vér
Appuis	X-X	-0.73	2.52	3240.84	0.57	15	Vér	28.68	201.63	Vér
	Y-Y									

- Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{3.2} = 0.044 > 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.0028 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage des dalles pleines :

-Panneau (D.P.1)

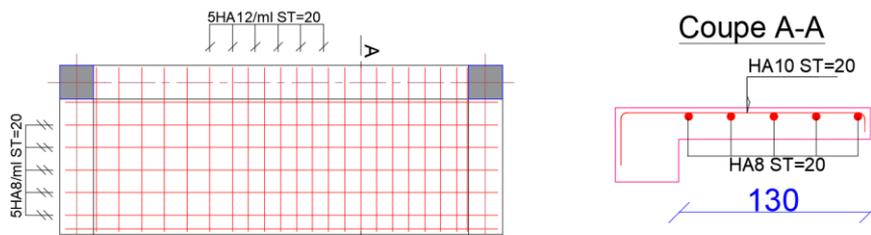


Figure III.13. Schéma de ferrailage du panneau (D.P.1).

-Panneau (D.P.2)

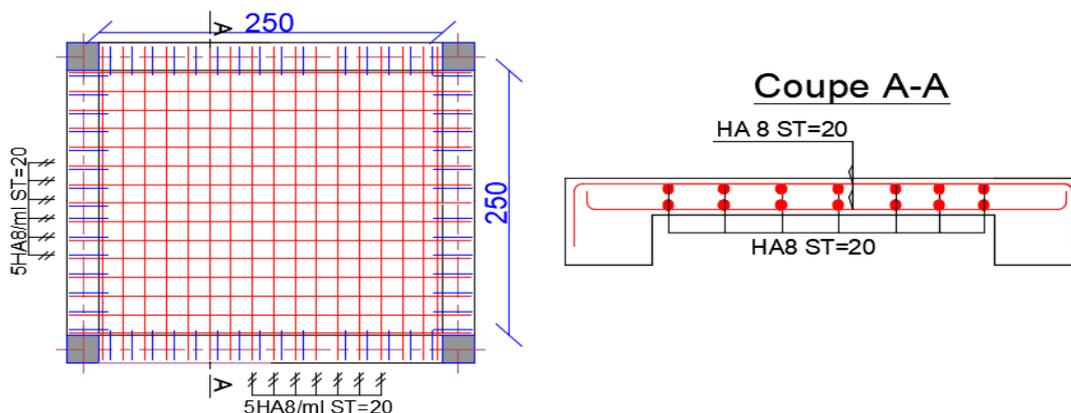
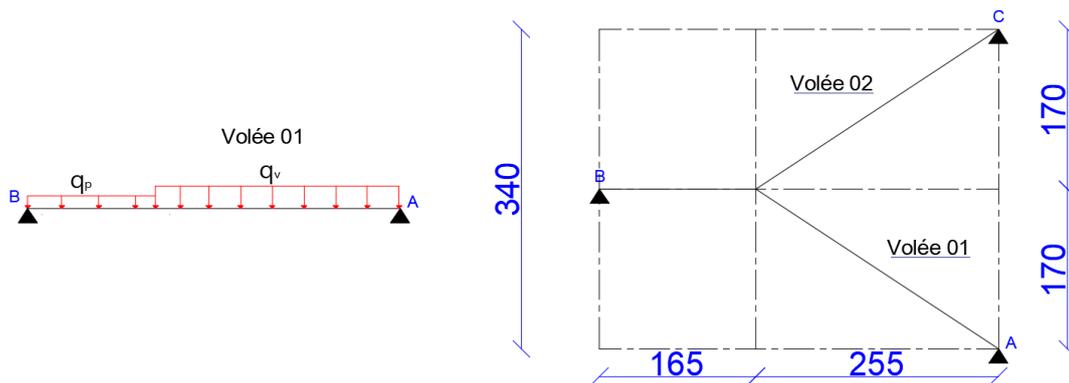


Figure III.14. Schéma de ferrailage du panneau (D.P.2).**III.2 Etude des escaliers :**

L'étude des escaliers se fait en flexion simple, elle nous permettra de déterminer les sollicitations maximales et le ferrailage nécessaire.

III.2.1 L'escalier principale à deux volées identiques :

La figure ci-dessous représente le schéma statique de l'escalier principal :

**Figure III.15.** Schéma statique des volées

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 8.85 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 4.86 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Calcul de chargement revenant sur l'escalier :**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u^{\text{volée}} = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v) \times 1 = 15.69 \text{KN/m} \\ q_u^{\text{palier}} = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p) \times 1 = 10.31 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s^{\text{volée}} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.35 \text{KN/m} \\ q_s^{\text{palier}} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7.36 \text{KN/m} \end{cases}$$

❖ Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM).

En raison de l'encastrement partiel des appuis de l'escalier, le moment obtenu a été corrigé avec les coefficients suivants :

Les résultats obtenus sont représentés dans la figure ci-dessous :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.28. Sollicitations dans l'escalier

	Réaction d'appuis (Kn)		M_o^{Max} (Kn.m)	Moment (kn.m)		V^{max} (KN)
	A	B		Travée	Appuis	
ELU	25.82	31.21	30.88	23.16	15.44	31.20
ELS	18.54	22.54	22.27	16.70	11.13	

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} et M_o^{max} pour une section $(b \times e) = (1m \times e)$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Ferraillage de l'escalier.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	23.16	0.097	0.128	0.123	5.39	1.56	5HA12=5.65	20
Appuis	-15.44	0.043	0.054	0.127	2.38	1.56	5HA12=5.65	20

- **Les armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A_{principale}}{4}$$

En travée : $A_{rep} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ==> Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St=25 cm

En Appui : $A_{rep} = 1.41/\text{ml}$ ==> Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St=25 cm

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.24 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

• **Vérification des espacements :**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principal :

En travées : St=25cm \leq min (3×16 ; 33cm) =33cm.

En Appuis : St=25cm \leq min (3×16 ; 33cm) =33cm.

Sens Secondaire :

St=25cm \leq min (4×16 ; 45cm) =45cm.

• **Vérification des ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

-La contrainte dans le béton σ_{bc} .

-L'état limite de déformation (flèche).

- **Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc}**

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS.

Endroit	M_{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	16.70	0.039	8995.21	7.28	15	Vérifiée
Appuis	-11.13	0.039	8995.21	4.85	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{1}{16}\right) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ L < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{4.1} = 0.039 < 0.067 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{5.65 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.0043 < 0.090 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ l = 4.2m < 8m \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche.

Le tableau suivant illustre les résultats du calcul

Tableau III.31. Vérification des flèches.

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
3.09	0.73	2.65	1.76	3.24	8.4	vérifiée

La flèche est vérifiée.



Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier d'entresol.

III.3 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

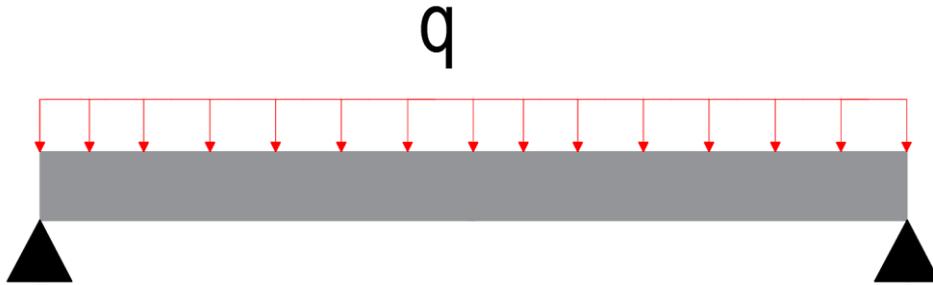


Figure III.29. Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement :

On a : $L_{\max} = 3.5 \text{ m}$

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

Exigences du **RPA99/2003 (VII.7.5)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Sollicitations de la poutre palière :

✓ **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.3 \times 0.35) \times 25 = 2.625 \text{ KN/m} .$$

$$g_m = h \times \gamma_m = 2.8 \times 1.525 = 4.27 \text{ KN/m}$$

Avec : g_0 : poids propre de la poutre palière.

g_m : poids du mur.

✓ **La charge transmise par l'escalier :**

C'est la réaction d'appui au point B.

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_c^u = 32.21 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R_c^s = 22.54 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } q_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_b^u = 1.35 \times (2.625 + 4.27) + 32.21 = 41.51 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_u^t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.85 \times 41.51 \times (3.5)^2}{8} = 54.03 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5 \times \frac{q_u l^2}{8} = -\frac{0.5 \times 41.51 \times (3.5)^2}{8} = -31.78 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{41.51 \times 3.5}{2} = 72.65 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

On a: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 33 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III. 43. Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	54.03	0.12	0.16	0.29	5.20	1.15	vérifiée
Appui	-31.78	0.07	0.09	0.30	2.96	1.15	vérifiée

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{72.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.75 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.15 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{trans} = \max[0.45, 0.15] \Rightarrow A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Calcul à la torsion :**

Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tors} = -M_b \times \frac{1}{2} = -15.44 \times \frac{3.5}{2} = -27.02 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures longitudinales :

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.

Avec :

- U : périmètre de la section. $e = \varnothing/6 = h/6 = 5.58\text{cm}$
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.0704 \text{ m}^2$
- e : épaisseur de la paroi. $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.07 \text{ m}$
- A_1 : section d'acier.

$$A_1^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{27.02 \times 10^{-3} \times 1.07 \times 1.15}{2 \times 0.0704 \times 400} = 5.87 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm en travée} \Rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{27.02 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0704 \times 400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.75 \text{ MPa} \\ \tau_u^{\text{tor}} = 3.37 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{\text{tot}} = 3.37 \text{ MPa} > \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à $h=40\text{cm}$

$$\tau_u^{\text{tot}} = 2.68 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion) :

Ferraillage longitudinal calculé :

En travée :

$$A_1^{\text{tot}} = A_1^{F.S} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 4.47 + \frac{5.65}{2} = 7.30 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_1^{\text{tot}} = A_1^{F.S} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 2.57 + \frac{5.65}{2} = 5.4 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = 0.5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{max}} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec : B : section de la poutre palière.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

En travée :

$$A_l^{\text{choisis}} = 3\text{HA14} + 3\text{HA12} = 8.01 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{\text{choisis}} = 3\text{HA14} + 2\text{HA12} = 6.88 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul des armatures transversales :

$$\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.0875 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{trans}}^{\text{tot}} = A_{\text{trans}}^{\text{F.S}} + A_{\text{trans}}^{\text{tor}} = 0.45 + 0.74 = 1.19 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA8+ 2HA8 = 2.01 cm²

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8.

Vérification à l'ELS :

Tableau III.44. Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	38.78	13.67	90941.3	5.83	15	Vérifiée
Appui	-18.25	12.88	81406.32	2.88	15	Vérifiée

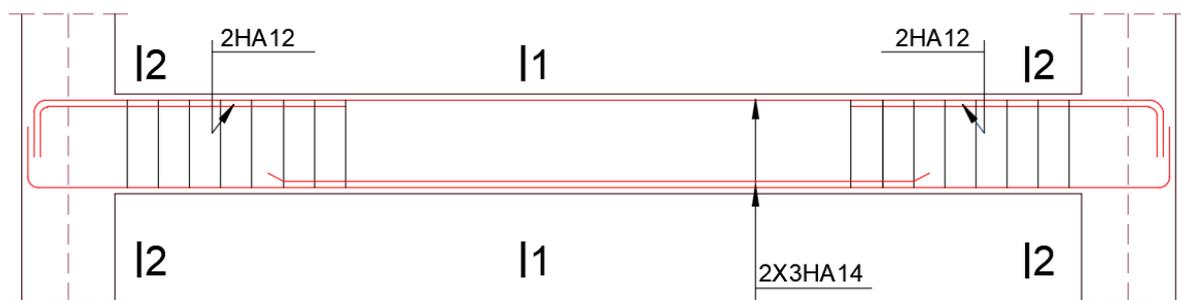
❖ Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

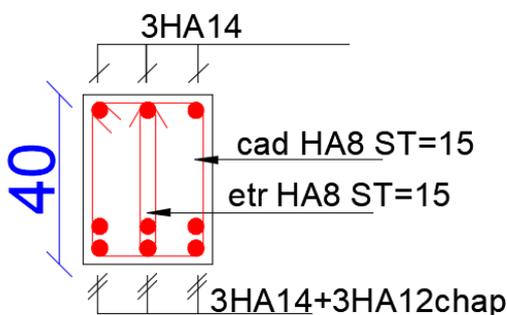
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.12\text{m} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.08 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 7.21 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 10.5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ Schéma de ferrailage :



1-1



2-2

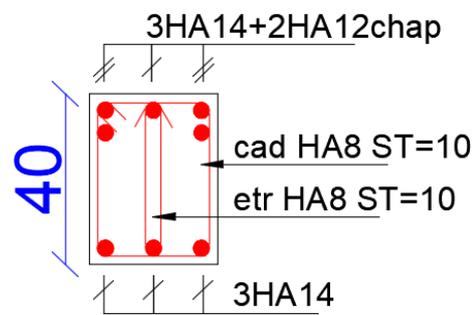


Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise 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.

- **Evaluation des charges**
- **Poids propre**

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

$$G_1 = 2.84 \text{ KN}$$

- **Le poids total :**

$$W_p = 2.84 \text{ KN}$$

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

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

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

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II.a, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.84 = 1.36 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**
- **Calcul du centre de gravité :**

$$X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 8.55 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 32.1 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

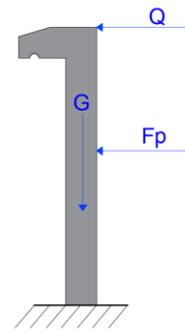


Figure III.34. Schémas de l'acrotère.

$$\begin{cases} N_G = 2.84 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.76 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.36 \times 0.321 = 0.436 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.51. Combinaisons d'action sur l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.84	3.83	2.84
M (KN.m)	1.04	0.9	0.6

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{3.83} = 0.235 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m} \quad \text{(Bael.Art.4.4)}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24) = 2 \text{ cm}; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4};$$

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

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

\emptyset : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

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

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.58 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.268 \text{ m}$$

- **Calcul à l'ELU :**

Tableau III.52. Ferrailage de l'acrotère.

Mu (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A ^l (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Observation
1.19	0.0053	0.007	0.11	0.17	1.509	Vérifiée

- **Vérification à l'ELU :**

$A_{min} > A \dots \dots \dots$ Non vérifiée ; On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}; A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}$; On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'effort tranchant : ELU :** $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0125 \text{ MPa}; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots$ Vérifiée

- **Situation accidentelle :** $V_u = F_p + Q = 1.54 + 1 = 2.54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Vérifiée

- **Vérifications à l'ELS :**

- **Vérifications des contraintes**

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}, N_{ser} = 2.84 \text{ KN}; d = 0.12 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.6}{2.84} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right)\right) = 0.256 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.256 = -0.136 \text{ m}$$

On a :

$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (-0.136)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.136)}{1} \\ q = -2 \times (-0.136)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.136)^2}{1} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -0.056 \text{ m}^2 \\ q = 0.00384 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire :

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

On calcul :
$$\begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0.00384)^2 + \frac{4 \times (-0.056)^3}{27} = -1.12 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles}$$

Soit :
$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{0.056}{3}} = 0.273 \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.00384}{2 \times (-0.056)} \sqrt{\frac{-3}{-0.056}} \right) = 114.59^\circ \end{cases}$$

Donc :
$$\begin{cases} y_{c1} = 0.273 \times \cos \left(\frac{114.59}{3} \right) = 0.18 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.273 \times \cos \left(\frac{114.59}{3} + 120 \right) = -0.265 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.273 \times \cos \left(\frac{114.59}{3} + 240 \right) = 0.076 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.18 - 0.136 = 0.044 \text{ m} \\ y_2 = -0.265 - 0.136 = -0.401 \text{ m} \\ y_3 = 0.076 - 0.136 = -0.06 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y_c = y_1 = 0.044 \text{ m}$

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

$$\Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.044)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 - 0.044)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 1.1 \times 10^{-4} \text{ m}^3.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2.84 \times 10^{-3} \times 0.044}{1.1 \times 10^{-4}} = 0.12 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.84 \times 10^{-3} \times \frac{(0.12 - 0.044)}{1.1 \times 10^{-4}} = 29.43 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 202) = 202 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \sigma_{st} = 29.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

❖ Schéma ferrailage :

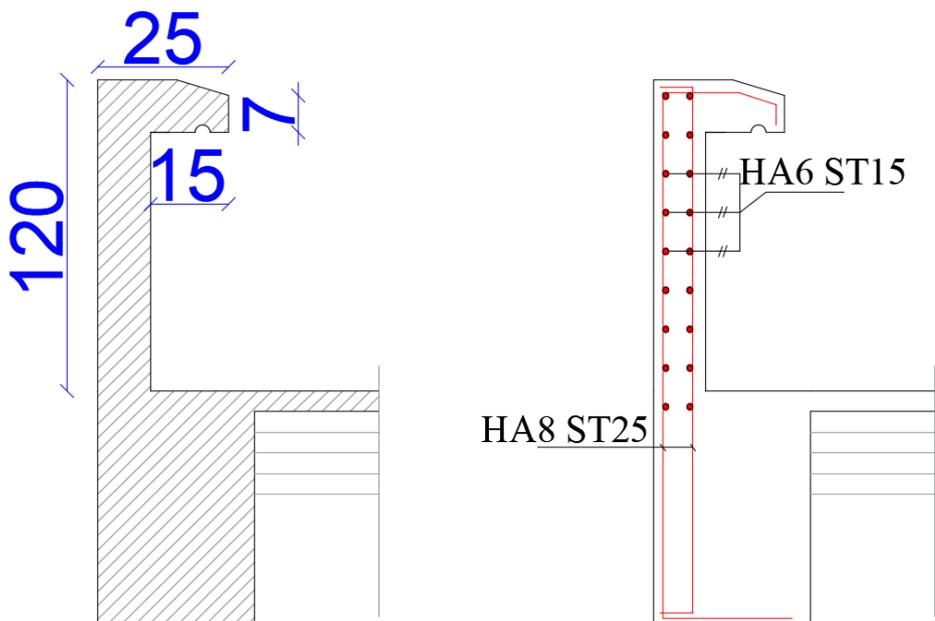


Figure III.35. Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Etude dynamique

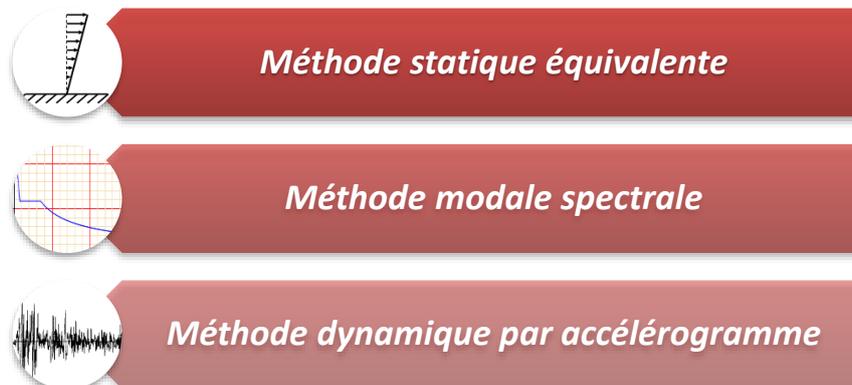
IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2 Méthodes utilisables :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2 Méthode dynamique qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des

lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

IV.3.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, 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 de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4 Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A:} \text{ coefficient d'accélération de la zone ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 tableau (4.1))} \\ \mathbf{D:} \text{ facteur d'amplification dynamique moyen ; } \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 (4.2))} \\ \mathbf{R:} \text{ coefficient de comportement global de la structure ; } \dots \dots \dots \text{(RPA tableau (4.3))} \\ \mathbf{Q:} \text{ facteur de qualité ; } \dots \dots \dots \text{(RPA (4-4))} \\ \mathbf{W:} \text{ poids total de la structure } \dots \dots \dots \text{(RPA(4-5))} \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

$$\text{D'où } \eta = 0.88$$

$$\text{On a un site ferme } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.4.1 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau IV.6)**

$H = 30.94 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 21.15 \text{ m} \\ L_y = 22.15 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.66; 0.61) = 0.61 \text{ s} \\ T_y = \min(0.66; 0.59) = 0.59 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.93 \\ D_y = 1.97 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P _{q/xx}	Observée	P _{q/yy}
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : β = 0.2 (habitation)

Dans notre cas, on a : $W = 34093.1433KN$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 2271.33KN \\ V_y^{st} = 2322.38KN \end{cases}$$

IV.5 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

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

$$S_a = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

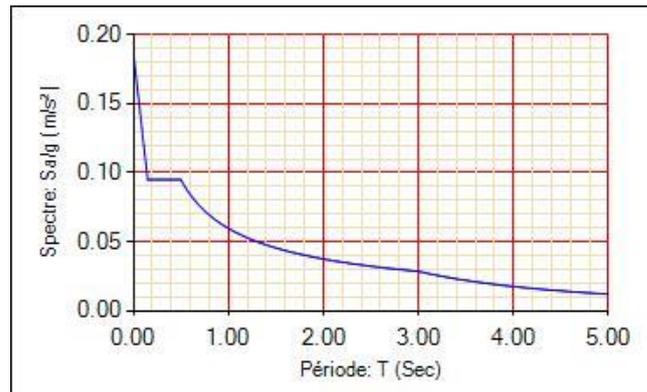


Figure IV.1. Spectre de réponse sens X-X et Y-Y.

IV.6 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS**

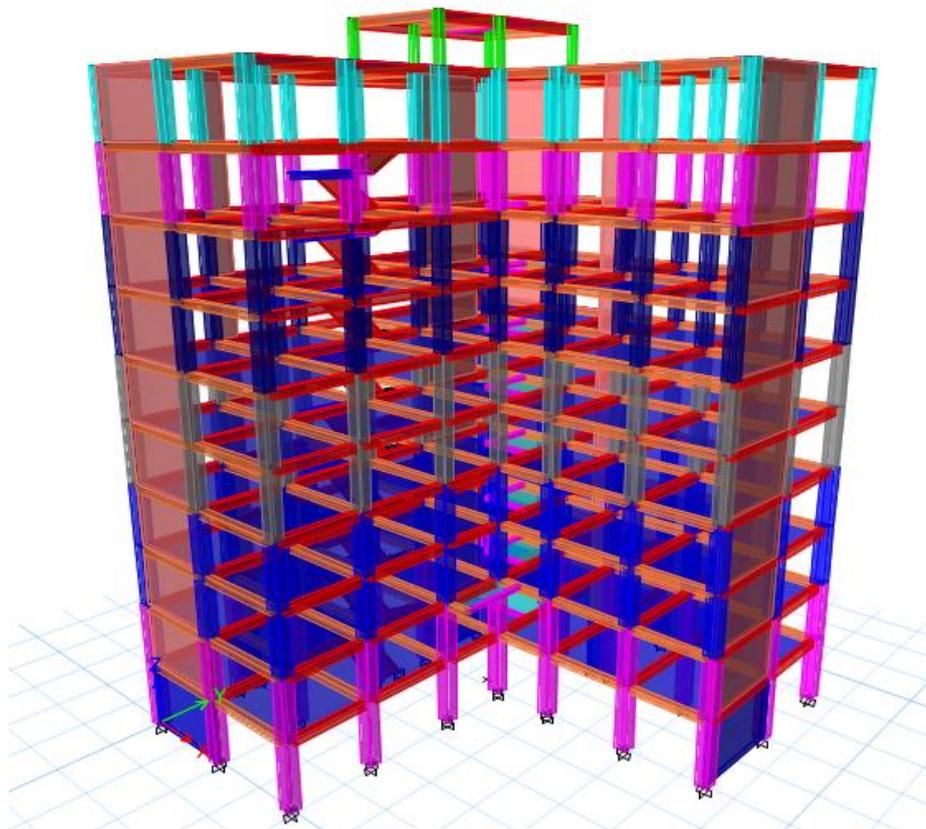


Figure IV.2. Vue en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS.

IV.6.1 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	0.769	0.6798	0.0006
2	0.698	0.6802	0.6795
3	0.531	0.6834	0.6914
4	0.197	0.8404	0.7068
5	0.188	0.8612	0.8547
6	0.129	0.8726	0.8549
7	0.123	0.8746	0.8549
8	0.121	0.8759	0.8812
9	0.096	0.8762	0.8812
10	0.088	0.9136	0.9003
11	0.084	0.9379	0.9358
12	0.056	0.9498	0.9496

IV.6.1.1 Analyse des résultats :

- 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 9^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 11^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.79 \text{ s} \\ T_y = 0.77 \text{ s} \end{cases}$

IV.6.2 Les modes de vibrations :

Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

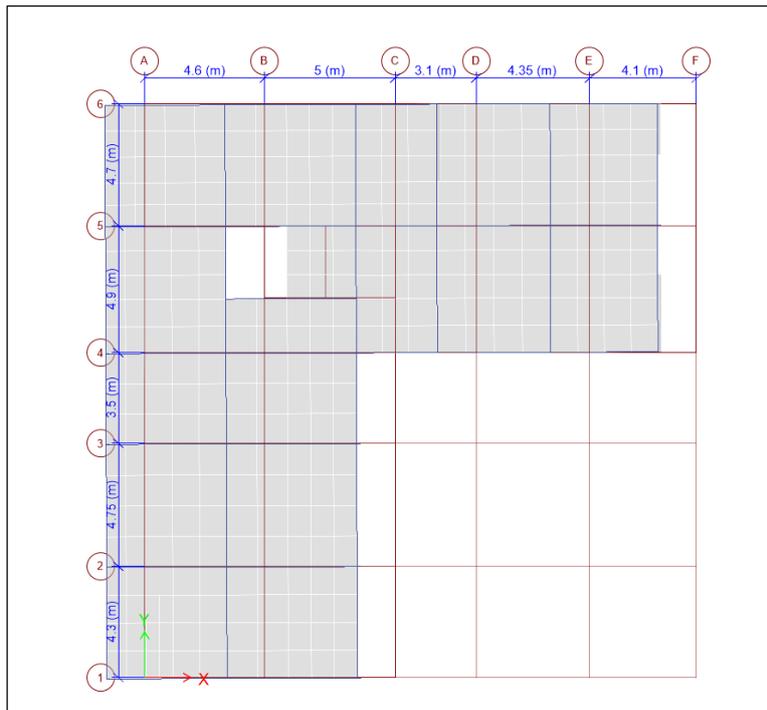


Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

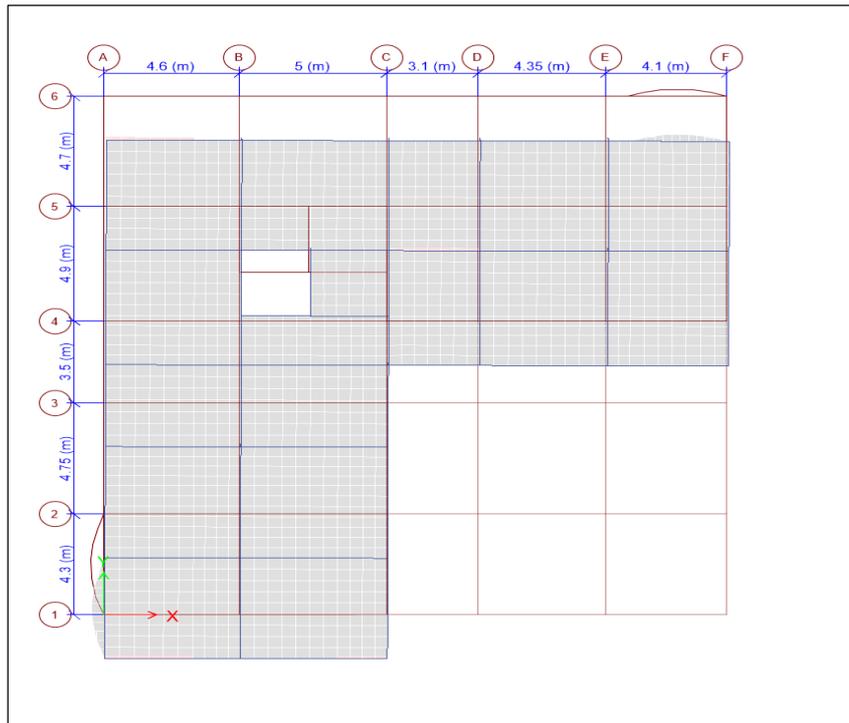


Figure IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

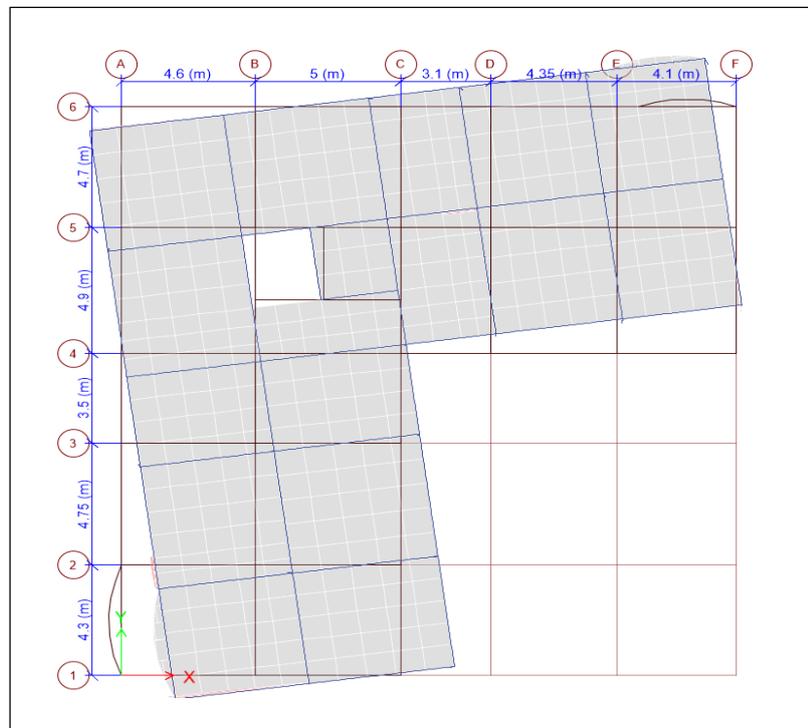


Figure IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.6.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :**IV.6.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2271.33	1817.07	1604.33	Non vérifiée
Y-Y	2322.38	1857.90	1688.04	Non vérifiée

D'après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st} / V_{dyn})$, comme suit :

$$\text{Sens XX : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.13 \quad ; \quad \text{Sens YY : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.10$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique.

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
X-X	1812.89	1817.09	Vérifiée
Y-Y	1856.85	1851.35	Vérifiée

IV.6.3.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

IV.6.3.2.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	29469.38	7134.87	80.509	19.491

IV.6.3.2.2 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Interaction sous charge horizontal.

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
9	465.92	233.01	389.63	207.40	66.66	33.34	65.26	34.74
8	455.91	330.63	408.41	330.38	57.96	42.04	55.28	44.72
7	536.69	431.54	457.18	463.34	55.43	44.57	49.67	50.33
6	542.57	601.80	466.99	643.14	47.41	52.59	42.07	57.93
5	578.92	738.39	526.14	758.34	43.95	56.05	40.96	59.04
4	564.63	903.95	516.27	920.79	38.45	61.55	35.93	64.07
3	589.51	1 009.25	518.91	1 046.86	36.87	63.13	33.14	66.86
2	537.80	1171.48	482.99	1 194.21	31.46	68.54	28.80	71.20
1	500.13	1 303.72	457.18	1 312.89	27.73	72.27	25.83	74.17
RDC	774.65	1 103.45	755.14	1089.41	41.25	58.75	40.94	59.06

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.6.3.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
9	45	45	2025	224.98	0.044	Vérifiée
8	50	50	2500	372.61	0.060	Vérifiée
7	50	55	2750	609.65	0.089	Vérifiée
6	50	55	2750	870.59	0.127	Vérifiée
5	55	55	3025	1 149.51	0.152	Vérifiée
4	55	55	3025	1 443.22	0.191	Vérifiée
3	55	60	3300	1 751.39	0.212	Vérifiée
2	55	60	3300	2 069.65	0.251	Vérifiée
1	60	60	3600	2 391.85	0.266	Vérifiée
RDC	60	60	3600	2 724.10	0.303	Non Vérifiée

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit au niveau de **RDC**, n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section des poteaux.

Le résultat est résumé dans ce tableau :

Le résultat est résumé dans ce tableau :

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit après augmentation de la section du poteau RDC.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	60	65	3900	2784.40	0.286	vérifiée

IV.6.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

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 : (**RPA99/ version 2003 (Art 5.10)**)

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003** (Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	340	0.062 6	0.313	0	0.313	0.001	0.063 6	0.318	0	0.318	0.001
1	306	0.177	0.885	0.313	0.572	0.002	0.173 9	0.869 5	0.318	0.551 5	0.002
2	306	0.329	1.645	0.885	0.76	0.002	0.316 1	1.580 5	0.869 5	0.711	0.002
3	306	0.507 8	2.539	1.645	0.894	0.003	0.479 5	2.397 5	1.580 5	0.817	0.003
4	306	0.704 4	3.522	2.539	0.983	0.003	0.656 5	3.282 5	2.397 5	0.885	0.003
5	306	0.910 2	4.551	3.522	1.029	0.003	0.838 6	4.193 5	3.282 5	0.910 5	0.003
6	306	1.119 6	5.598	4.551	1.047	0.003	1.020 3	5.101 5	4.193	0.908 5	0.003
7	306	1.325 8	6.629	5.598	1.031	0.003	1.196 5	5.982 5	5.101 5	0.881	0.003
8	306	1.532	7.66	6.629	1.031	0.003	1.378 4	6.892 5	5.982 5	0.909 5	0.003
9	306	1.724 5	8.622 5	7.66	0.962 5	0.003	1.542 3	7.711 5	6.892	0.819 5	0.003

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2^o ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées 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 $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, 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 $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (cm)	P_K (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Δ_k (cm)	V_k (KN)	Θ
RDC	340	34644.001	0.313	1847.099	0.017	0.318	1881.640	0.017
1	306	30919.359	0.572	1811.108	0.032	0.5515	1845.904	0.030
2	306	27368.767	0.76	1738.643	0.039	0.711	1775.762	0.036
3	306	23923.291	0.894	1640.915	0.043	0.817	1678.373	0.038
4	306	20477.816	0.983	1519.331	0.043	0.885	1552.669	0.038
5	306	17091.156	1.029	1371.350	0.042	0.9105	1399.787	0.036

6	306	13704.496	1.047	1197.363	0.039	0.9085	1219.516	0.033
7	306	10371.880	1.031	997.307	0.035	0.881	1008.005	0.030
8	306	7039.265	1.031	758.368	0.031	0.9095	758.215	0.028
9	306	3752.795	0.9625	453.506	0.026	0.8195	450.373	0.022

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

IV.7 Conclusion :

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural à été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux, avec réduction du nombre des voiles.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V16**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93**, **RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.1 Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS V16** qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30 × 40).
- ✓ Poutres secondaires (30 × 35).

V.1.1 Recommandation du RPA99/Version 2003 :**V.1.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

V.1.1.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec : S_t = espacement entre les armatures transversales

b = largeur de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$

Avec ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

V.1.2 Sollicitation et ferrailage des poutres :

Le calcul du ferrailage des différentes poutres se fait à la flexion simple, selon l'organigramme (Annexe n° 4), les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	comb	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)	Choix du ferrailage
Etage courant	P.P	30x40	Travée	51.52	ELU	103,113	6	4.2	8.01	3HA14FIL +3HA12CHAP
			Appui	-95.4527	ELA			6.93	8.01	3HA14FIL +3HA12CHAP
	P.S	30x35	Travée	39.8955	ELA	143.61	5.25	3.24	5.65	3HA12 FIL +2HA12CHAP
			Appui	-54.757	ELA			4.51	5.65	3HA12 FIL +2HA12CHAP
Terrasse	P.P	30x40	Travée	58.1571	ELU	104.82	6	4.78	6.79	3HA12 FIL +3HA12CHAP
			Appui	-86.1269	ELA			6.21	6.79	3HA12 FIL +3HA12CHAP
	P.S	30x35	Travée	25.9364	ELA	42.31	5.25	2.08	5.65	3HA12 FIL +2HA12CHAP
			Appui	-42.5223	ELA			3.46	5.65	3HA12 FIL +2HA12CHAP

V.1.3 Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

V.1.3.1 Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections :

✓ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42cm^2$ Zone courante.

$$A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_{\max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

V.1.3.2 Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections :

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

V.1.3.3 Les longueurs de recouvrement :

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

V.1.3.4 Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.28, 3)$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.14, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 +1 étrier de HA8 dans les sections nécessitant un étrier.

Et $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 et une épingle de HA8 dans les sections nécessitant une épingle.

Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ **Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_1\right) = \min(10; 14.4) \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Poutres secondaires :**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = \min(8.75; 14.4)$ soit $s_t = 10$ cm

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5$ cm $\Rightarrow S_t = 15$ cm.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.4 Vérification à l'ELU :

Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	103.1113	0.92	3.33	Vérifiée
Secondaire	143.61	1.29	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l \geq \frac{V_u \cdot y_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{y_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Les résultats de la vérification des cas les plus défavorables, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN. m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	103.11	-95.4527	3.41	-6.06	Vérifiée
Secondaire	6.65	143.61	-54.757	4.74	-1.53	Vérifiée

• **Vérification à l'ELS :**

-Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot d \cdot A_s = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M _{ser} (KN. m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Principale	Appui	-58.7975	80618.84	12.81	9.21	15	Vérifiée
	Travée	42.4874	80618.84	12.81	6.75	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-21.2861	50681.747	10.91	4.58	15	Vérifiée
	Travée	13.922	50681.747	10.91	2.99	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** la vérification de flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	h _t (cm)	b(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	40	30	4.9	8.01	0.08 ≥ 0.06	0.08 ≥ 0.03	0.0072 < 0.01
Secondaire	35	30	5	5.65	0.07 ≥ 0.06	0.07 ≥ 0.05	0.0058 < 0.01

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ **Schémas de ferrailage des poutres**

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés, dans les figures ci-dessous.

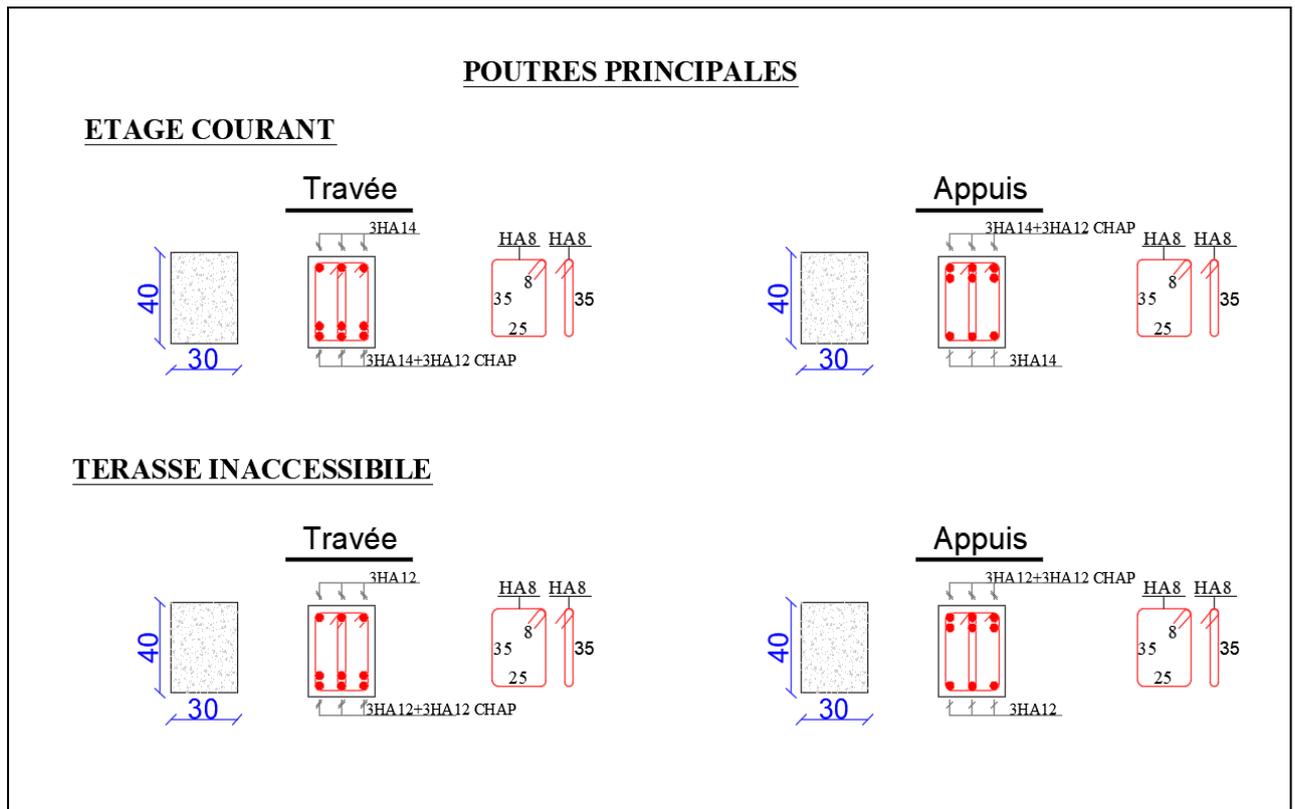


Figure V.1. Détails de Ferrailage des poutres principales.

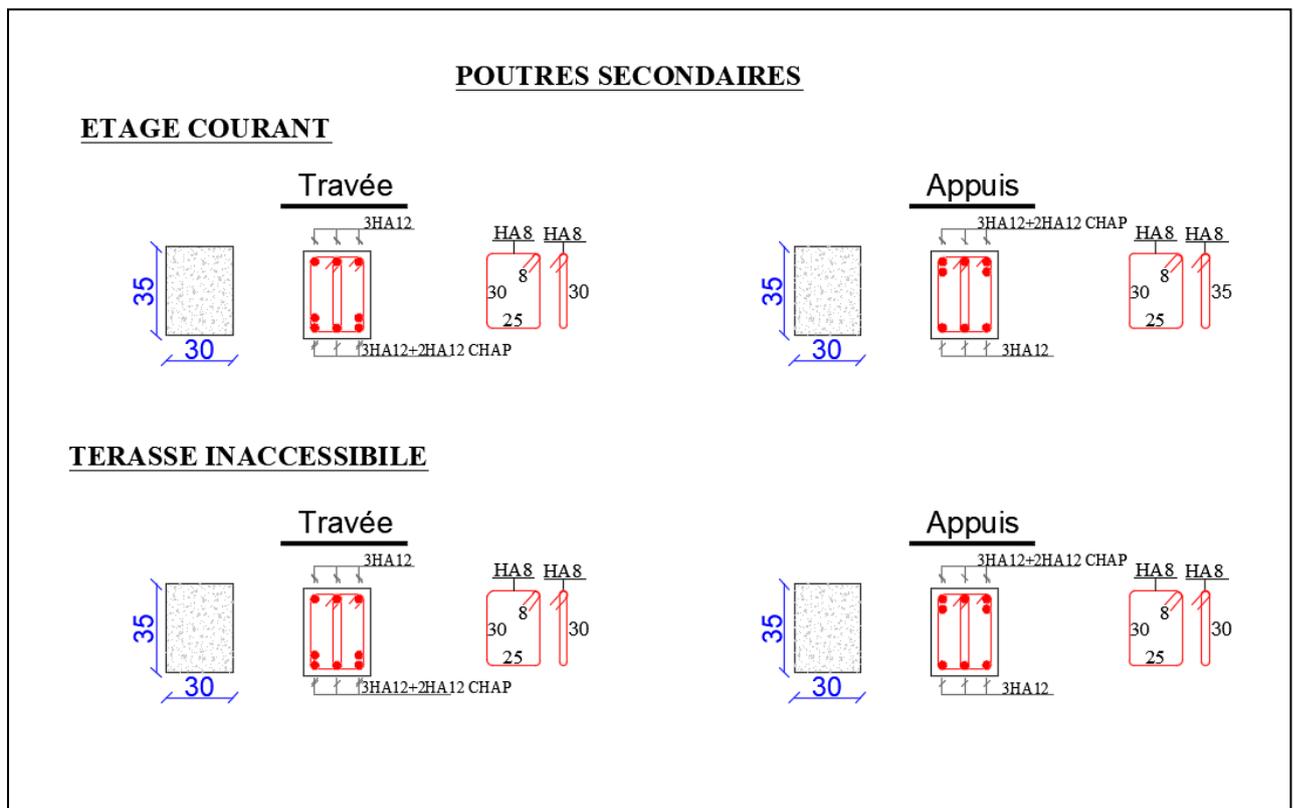


Figure V.2. Détails de Ferrailage des poutres secondaires.

V.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif).
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction).
- ✓ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
40 \emptyset en zone I et II.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteaux.

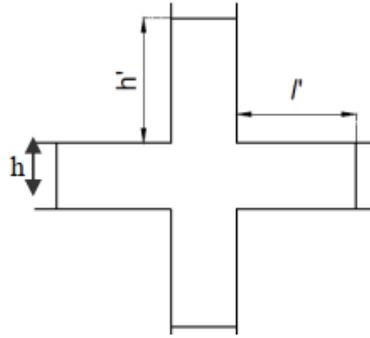


Figure V.3. Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales tel que :

- ✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

- ✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et II}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- ✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum ;
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.1 Calcul du ferrailage :

- Ferrailage longitudinal :

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul en flexion composée.
- ✓ Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm)

- Sollicitations :

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Sollicitations et ferrillages dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des Barres (cm ²)
RDC et étage 1	65×60	N _{max} →M _{cor}	2784.405 5	51.302	85.092 5	ELA	SPC	0	31.2	16HA16 =32.17
		N _{min} →M _{cor}	313.0154	4.6275		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	1391.734 3	96.926 23		ELA	SPC	0		
Etages 2 et 3	60×60	N _{max} →M _{cor}	2122.546 3	23.706 2	89.07	ELA	SPC	0	28.8	12HA16 +4HA14 =30.29
		N _{min} →M _{cor}	232.8221	3.5862		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	881.4396	79.2223		ELA	SPC	0		
Etages 4 et 5	60×55	N _{max} →M _{cor}	1541.708 1	17.913 6	91.49	ELU	SPC	0	26.4	12HA16 +4HA12 =28.65
		N _{min} →M _{cor}	161.1465	3.6562		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	650.8329	80.158		ELA	SPC	0		
Etages 6 et 7	55×55	N _{max} →M _{cor}	1019.962 1	21.902 8	90.64	ELU	SPC	0	24.2	12HA16 +4HA12 =28.65
		N _{min} →M _{cor}	90.5512	12.023 2		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	-426.488	73.2742		ELA	SPC	0		
Etage 8	50×50	N _{max} →M _{cor}	515.8505	22.321 2	76.27	ELU	SPC	0	20	12HA14 +4HA12 =23
		N _{min} →M _{cor}	56.15	9.595		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	190.2148	68.5322		ELA	SPC	0		
Etage 9	45×45	N _{max} →M _{cor}	321.2749	27.3157	48.65	ELU	SPC	0	16.2	16HA12 =18.10
		N _{min} →M _{cor}	-16.2217	30.27		ELA	SPC	2.03		
		M _{max} →N _{cor}	117.63	71.22		ELA	SPC	0		

- Vérification du ferrillage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrillage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau V.7. Vérification du ferrillage transversal.

Niveau	RDC et 01	Etages 2-3	Etages 4-5	Etages 6-7	Etage 8	Etage 9
Section(cm ²)	65×60	60×60	60×55	55×55	50×50	45×45
ϕ_1^{\min} (cm)	16	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023
λ_g	3.11	3.37	3.37	3.68	4.05	4.50
V(KN)	85.09	89.07	91.49	90.64	76.27	48.65
$t_{z \text{ nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z \text{ cou}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	1.33	1.39	1.43	1.56	1.70	1.01
A_t^{\min} (cm ²)	4.63	4.24	3.89	3.47	2.69	1.92
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	2HA10 +4HA8 =3.58	2HA10 +4HA8 =3.58	6HA8 =3.02

V.2.2 Vérifications nécessaires :

- 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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
Rdc et étage 01	65	60	202.3	11.67	0.83	32.17	0.3654	6557.5494	3078.41	Vérifiée
2-3	60	60	202.3	11.67	0.83	30.29	0.3364	6056.5887	1772.96	Vérifiée
4-5	55	55	202.3	12.73	0.83	28.65	0.2809	5133.3007	1172.96	Vérifiée
6-7	50	55	202.3	14.00	0.82	28.65	0.2544	4701.4821	593.23	Vérifiée
8	50	50	202.3	14.00	0.82	23.00	0.2304	4173.4716	369.47	Vérifiée
9	45	45	202.3	15.55	0.82	18.10	0.1849	3314.9170	308.06	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

- Vérification des contraintes de compressions :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

.

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

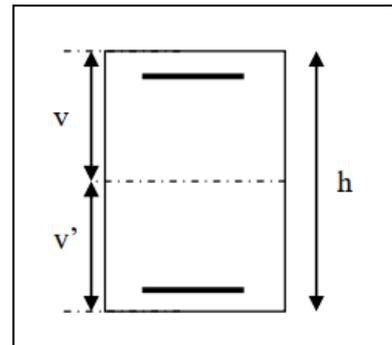


Figure V.6. Section d'un poteau.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V.9. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC et Etage01	2-3	4-5	6-7	8	9
Sections (cm ²)	65×60	60×60	60×55	55×55	50×50	45×45
d (cm)	62	57	52	52	47	42
A (cm ²)	10.05	9.58	9.17	9.17	7..29	5.65
N _{ser} (KN)	1949.24	1520.29	1123.15	743.48	661.21	235.42
M _{ser} (KN.m)	7.12	10.17	12.98	15.88	23.62	19.85
V (m)	0.325	0.3	0.275	0.275	0.25	0.225
V' (m)	0.325	0.3	0.275	0.275	0.25	0.225
M _G ^{ser} (KN.m)	7.12	10.17	12.98	15.88	23.62	19.85
I _{yy'} (m ⁴)	0.0164	0.0129	0.00928	0.00825	0.006267	0.0053
σ _{bc1} (MPa)	4.8	4.05	3.54	2.57	2.53	1.11
σ _{bc2} (MPa)	4.66	3.81	3.16	2.06	1.58	0.01
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15

Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
-------------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

- Vérification des contraintes de cisaillements :

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Rdc et étage 1	60× 65	3.11	0.04	62	85.09	0.23	1.00	Vérifiée
2-3	60× 60	3.37	0.04	57	89.07	0.26	1.00	Vérifiée
4-5	55× 60	3.37	0.04	52	91.49	0.32	1.00	Vérifiée
6-7	55× 55	3.68	0.04	52	91.49	0.35	1.00	Vérifiée
8-9	50× 50	4.05	0.04	47	90.49	0.39	1.00	Vérifiée
10	45× 45	4.50	0.04	42	48.65	0.26	1.00	Vérifiée

V.2.4 Vérification de la zone nodale :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se produisent dans les poutres et non pas dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

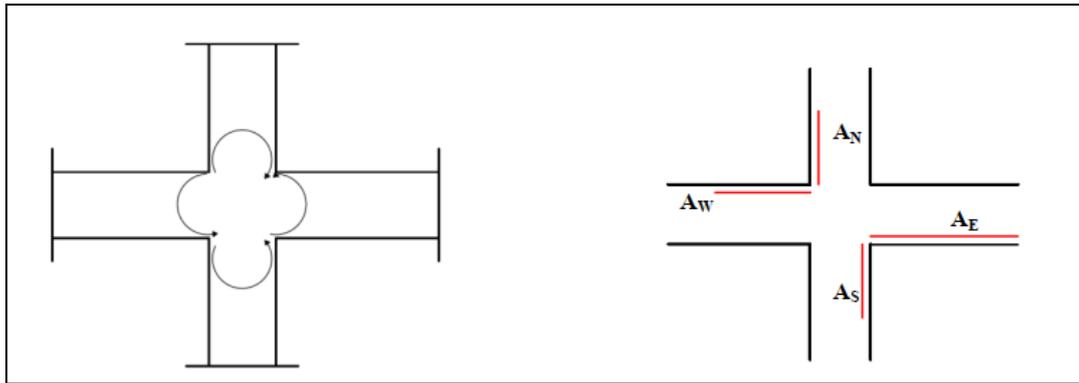


Figure V.7. Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) 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.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau V.11. Moment résistant des poteaux.

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC	0.65	0.585	10.05	348	204.60
1	0.65	0.585	10.05	348	204.60
2	0.6	0.54	9.58	348	180.03
3	0.6	0.54	9.58	348	180.03
4	0.6	0.54	9.17	348	172.32
5	0.6	0.54	9.17	348	172.32
6	0.55	0.495	9.17	348	157.96
7	0.55	0.495	9.17	348	157.96

Tableau V.12. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN.m)
Etages courants	P.P	0.40	0.36	8.01	348	100.35
	P.S	0.35	0.315	5.65	348	61.94
Terrasse inaccessible	PP	0.40	0.36	6.79	348	85.07
	PS	0.35	0.315	5.65	348	61.94

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
RDC	409.20	204.60	613.79	100.35	100.35	250.87	verifiée
1	409.20	204.60	613.79	100.35	100.35	250.87	verifiée
2	360.05	180.03	540.08	100.35	100.35	250.87	verifiée
3	360.05	180.03	540.08	100.35	100.35	250.87	verifiée
4	344.65	172.32	516.97	100.35	100.35	250.87	verifiée
5	344.65	172.32	516.97	100.35	100.35	250.87	verifiée
6	315.92	157.96	473.89	100.35	100.35	250.87	verifiée
7	315.92	157.96	473.89	100.35	100.35	250.87	verifiée

Tableau V.14. Vérification des zones nodales poutres secondaires.

Niveau	Poutres principales						Obs
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	409.20	204.60	613.79	61.94	61.94	154.84	verifiée
1	409.20	204.60	613.79	61.94	61.94	154.84	verifiée
2	360.05	180.03	540.08	61.94	61.94	154.84	verifiée
3	360.05	180.03	540.08	61.94	61.94	154.84	verifiée
4	344.65	172.32	516.97	61.94	61.94	154.84	verifiée
5	344.65	172.32	516.97	61.94	61.94	154.84	verifiée
6	315.92	157.96	473.89	61.94	61.94	154.84	verifiée
7	315.92	157.96	473.89	61.94	61.94	154.84	verifiée

On remarque que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques, se fera en premier lieu dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Détail d'un cours d'armature transversale dans la zone nodale
2 U superposés

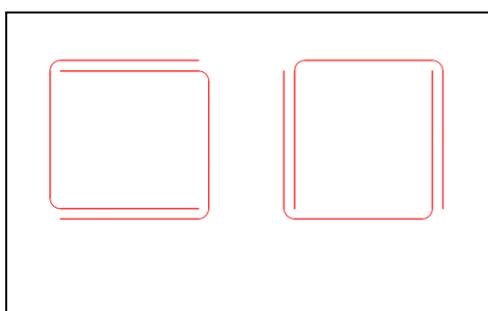


Figure V.8. Armature transversale dans la zone nodale.

❖ Schéma de Ferrailages des poteaux :

Les schémas de ferrailage des poteaux sont représentés, dans les figures ci-dessous.

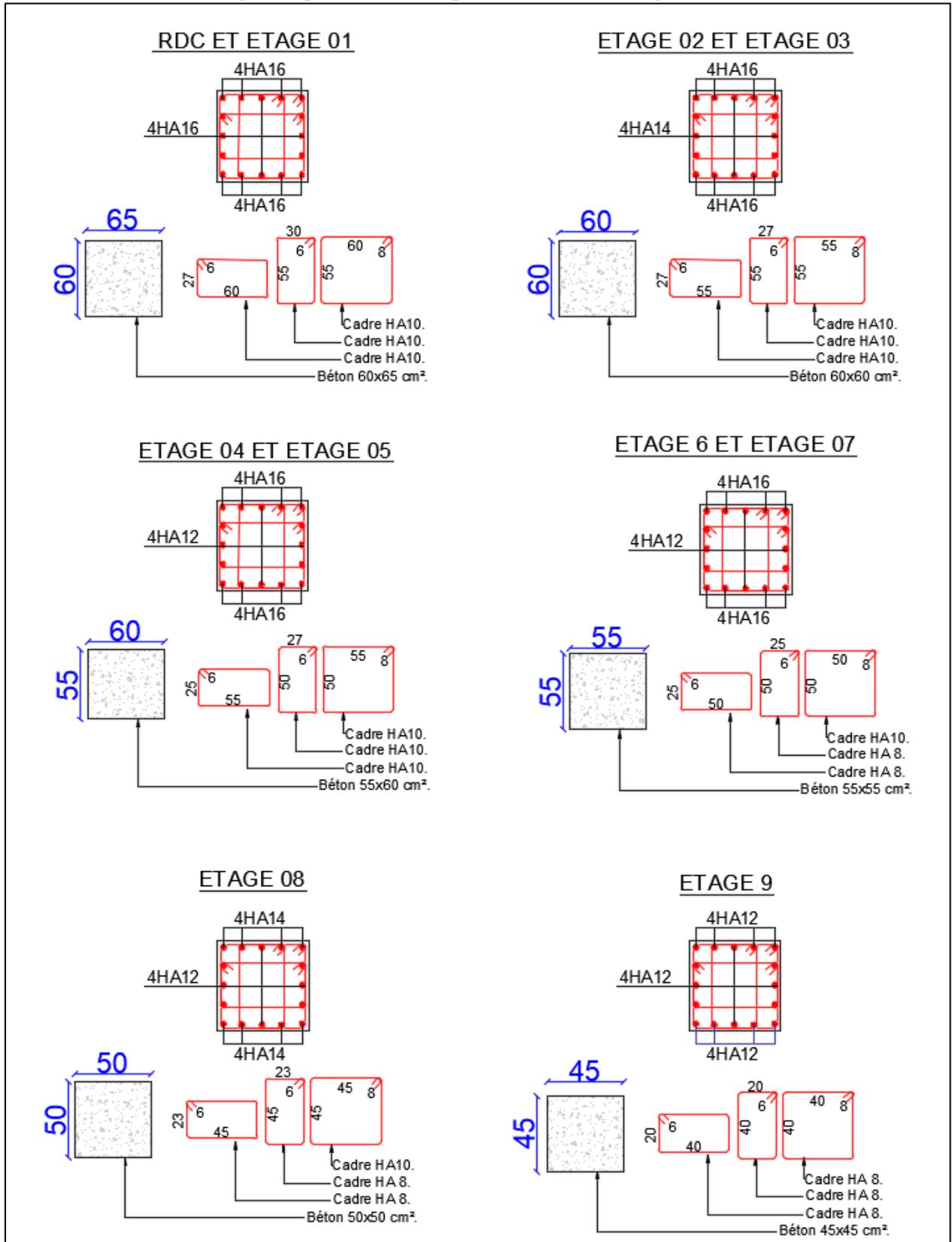


Figure V.9. Ferrailage des poteaux.

V.3 Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l**, **a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

V.3.1 Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003 (Art.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 en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, 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 vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$①
- $G + Q \pm E$②
- $0,8G \pm E$③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

- Recommandation du RPA99 version 2003 :

- Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

- Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espace des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

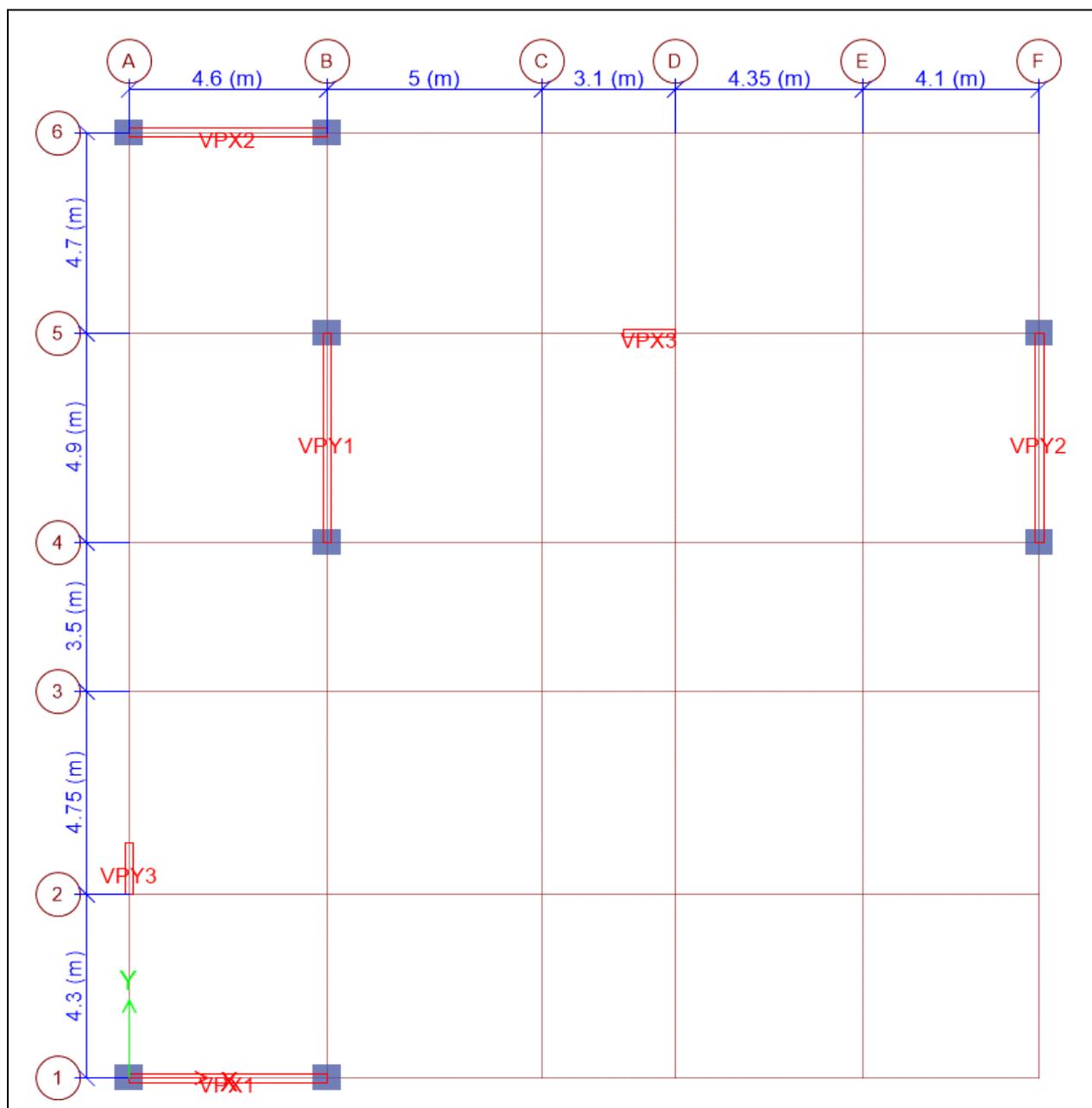
1) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.



Figures V.10. Disposition de voiles.

V.3.2 Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Sollicitations dans le voile du VY1 du RDC.

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.sol	6864.451 3	253.0683	12014.550 5	6019.2 077	2382.71	8751.41	901.27

- Ferrailages :

Le calcul de ferrailage se fera sous M_{\max} et N_{cor} , à la flexion composée pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$M_{\max} = 12014.55 \text{ KN} ; N_{\text{cor}} = 6019.20 \text{ KN.m.}$$

$$l = 4.9 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 4.85 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$M_{\text{uA}} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 12014.55 + 6019.20 \times \left(4.85 - \frac{4.9}{2} \right)$$

$$= 26.46 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{uA}}}{bd^2 f_{\text{bu}}} = \frac{26.46}{0.2 \times (4.85)^2 \times 18.48} = 0.30$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.30 < \mu_l = 0.38 \Rightarrow f_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{\text{bu}}} \right) = 0.468$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.9 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{\text{uA}}}{z \times f_{\text{st}}} = \frac{26.46}{3.94 \times 400} = 1.6789 \times 10^2 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_{\text{u}}}{f_{\text{st}}} = 0.01678 - \frac{6019.20 \times 10^{-3}}{400} = 17.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 17.32 \text{ cm}^2$$

- Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} l_t : \text{Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée (partie comprimée)} \end{array}$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0 \rightarrow \text{SEC;} \\ \sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SET;} \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SPC.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{6019.20 \times 10^{-3}}{4.9 \times 0.2} + \frac{12014.55 \times 10^{-3}}{1.96} \times 2.45 = 21.154 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{-265.715 \times 10^{-3}}{4.9 \times 0.2} - \frac{32.51 \times 10^{-3}}{1.96} \times 2.45 = -8.87 \text{ MPa} \end{cases}$$

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 ferrillé symétriquement.

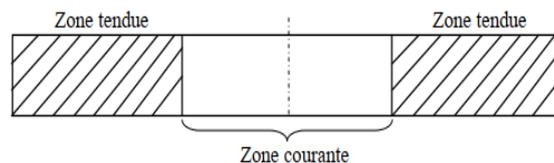


Figure V.10. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = 1.44 \text{ m} \\ l_c = 2.005 \text{ m} \end{cases}$$

- Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 144.8) = 5.792 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.1\%(20 \times 200.5) = 4.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures minimales dans tout le voile :

$$\text{Selon le RPA99/V2003, on a : } A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 490) = 14.7 \text{ cm}^2$$

- 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 horizontales :

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.9 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 901.27 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.85} = 1.3 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1.3 \times 0.2 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 1.45 \text{ cm}^2 .$$

Tableau V.16. Ferrailage du voile VY1.

	Voile VY1				
Section	RDC	1-2	3-4	5-6	7-8-9
l(m)	4.9	4.9	4.9	4.9	4.9
e(m)	0.2	0.15	0.15	0.15	0.15
M(KN)	12014.55	9373.26	5125.03	2136.18	1123.01
N(KN.m)	6019.207	5425.47	4261.25	1361.48	1701.76
d (m)	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85
V(KN)	901.2779	957.704	765.496	5714	342.1
τ (MPa)	1.30	1.84	1.47	11.00	0.66
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	17.39	14.13	0	0	0
A^{min} (cm ²)	14.7	11.025	11.025	11.025	11.025
I(m ⁴)	1.961	1.471	1.471	1.471	1.471
v(m)	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
σ_1 (MPa)	21.154	22.997	14.336	5.411	4.186
σ_2 (MPa)	-8.87	-8.23	-2.74	-1.71	0.44
l_t (m)	1.448	1.292	0.786	1.175	0.470
l_c (m)	2.005	2.316	3.327	2.550	3.959
A_{tendu}^{min} (cm ²)	5.790	3.876	2.359	3.524	1.411
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	4.010	3.474	4.991	3.826	5.939
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA10+18HA8	24HA8	24HA8	24HA8	24HA8
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	1.45	1.54	1.23	9.16	0.55
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.16. Ferrailage du voile VY3.

Section	Voile VY3				
	RDC	1-2	3-4	5-6	7-8-9
l(m)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
e(m)	0.2	0.15	0.15	0.15	0.15
M(KN)	160.48	70.7643	67.636	65.43	76.09
N(KN.m)	189.61	441.42	334.24	153.2052	-18.4694
d (m)	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
V(KN)	89.339	60.18	62.77	60.8	62.76
τ (MPa)	0.74	0.66	0.69	0.67	0.69
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	2.69	0	0	0	2.52
A^{min} (cm ²)	2.7	2.025	2.025	2.025	2.025
I(m ⁴)	0.012	0.009	0.009	0.009	0.009
v(m)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
σ_1 (MPa)	6.997	6.764	5.816	4.366	-3.894
σ_2 (MPa)	-4.89	-0.22	-0.86	-2.10	3.62
l_t (m)	0.370	0.029	0.116	0.292	0.434
l_c (m)	0.160	0.842	0.667	0.316	0.033
A_{tendu}^{min} (cm ²)	1.481	0.087	0.349	0.876	1.301
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0.319	1.263	1.001	0.474	0.049
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA12+4HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	0.82	0.55	0.57	0.56	0.57
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Exemple de Schéma de ferrailage des voiles de l'entresol et RDC :

Les schémas de ferrailage des voiles VY1 et VY3 de RDC, dans les figures ci-dessous.

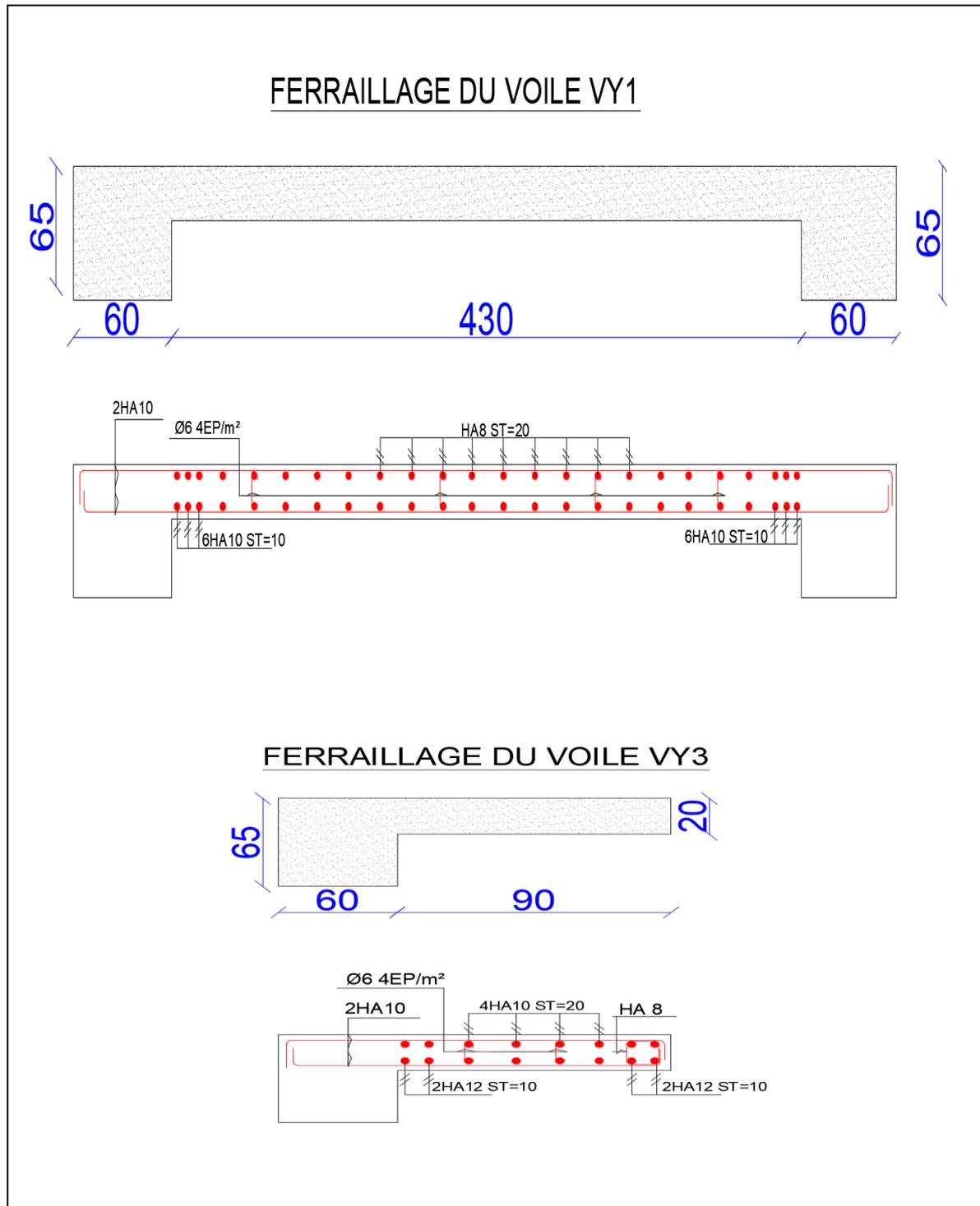


Figure V.12. Schémas de ferrailage.

Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructures

Introduction :

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

VI.1 Les différents types de fondations :

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

- Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La dimension des trames.
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées.
2. Les semelles filantes.
3. Le radier général.

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

- Etude des fondations :**- Combinaisons de calcul :**

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** et le **DTR BC2.33.1**, les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \text{ RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{cases} \text{ DTR BC2.33.}$$

- Vérification de la semelle isolée :

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N^{\text{Ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N^{Ser} : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V2016**.

$$N^{\text{Ser}} = 1963.99\text{KN} \quad \text{A L'ELS}$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.3\text{bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N^{\text{Ser}} \times a}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times b}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{1963.99 \times 0.65}{1.30 \times 0.6}} \Rightarrow A \geq 4.045 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3.1m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

- Vérification de la semelle filante :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

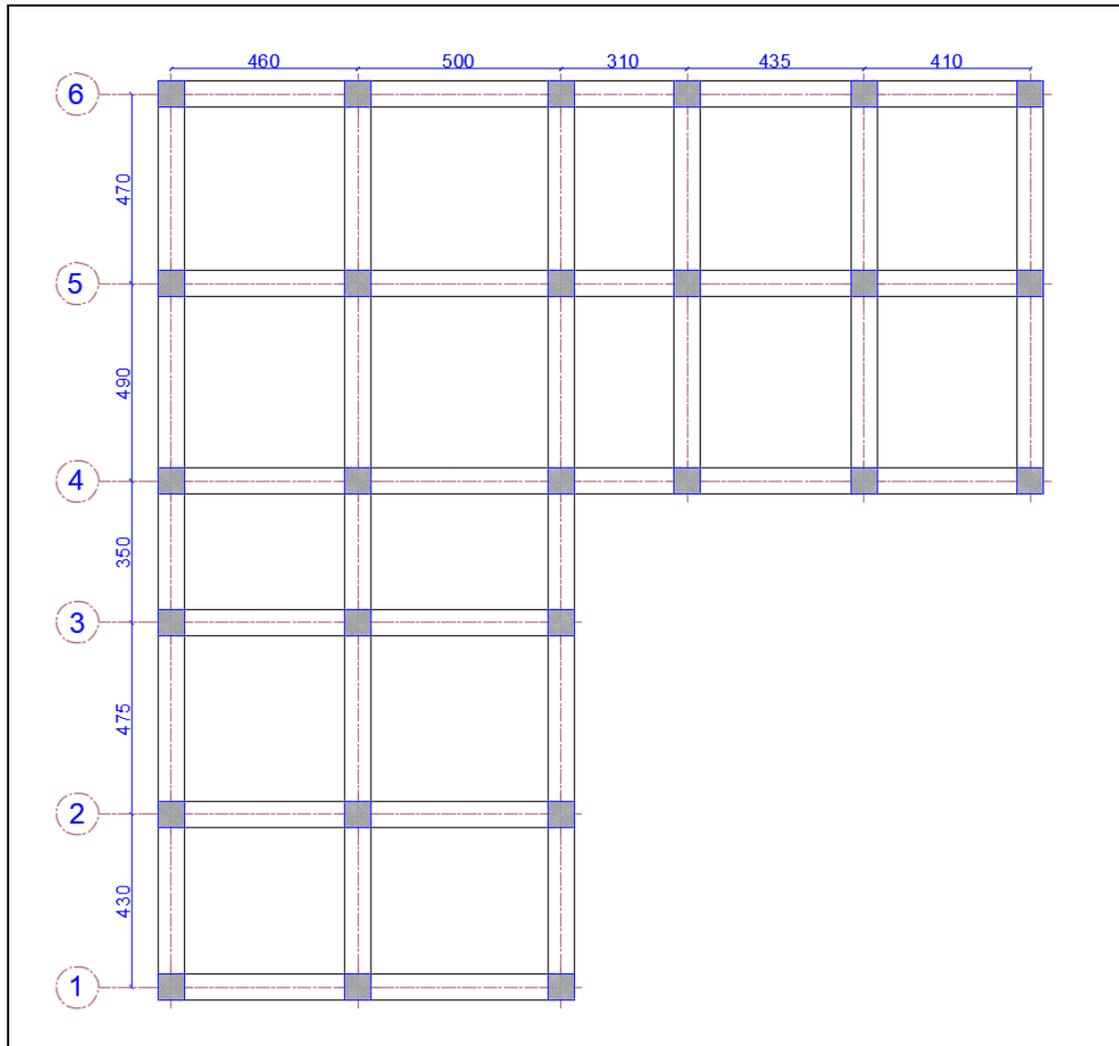


Figure VI. 1. Les différentes files des semelles filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files de portiques	1	2	3	4	5	6
La somme des efforts	2738.35 KN	4152.46 KN	4291.48 KN	7795.97 KN	8987.06 KN	6495.96 KN

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 5 est la plus sollicitée.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 8987.06 \text{KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $N^{Ser}=8987.06$ KN ; $\sigma_{sol} = 1.3$ Bars

$L = \sum l_i + 2 \times l_{Débordement}$ Avec $l_{Débordement}=0.7$ m

$L=23.25$ m

On a:

$$S \geq \frac{N^{Ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N^{Ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N^{Ser}}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{8987.06}{23.25 \times 1.3} \Rightarrow B \geq 2.97 \text{m}$$

On opte pour: $B=3$ m

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.5m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles filantes.

- Calcul de la surface de la semelle filante :

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{8987.06}{1.3} = 69.13 \text{m}^2$$

- Calcul de la hauteur total de la semelle filante :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : Enrobage des armatures $d'=5$ cm

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$d=0.6$ donc $h_t = 65$ cm

- Vérification en tenant compte de la semelle filante :

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{sup} + N_{inf}$$

Avec :

$$N_{sup} = \sum N_i = 8987.06 \text{KN}$$

$$N_{infr} = N_{A.P} + N_{S.f}$$

$$N_{Avant\ poteau} = \gamma b \times S_{A.P} \times h \times n$$

$$N_{Semelle\ filante} = \gamma b \times S_{S.f} \times h_t$$

Avec :

$S_{A.P}$: Surface de l'avant poteaux (60× 65).

h : Hauteur de l'avant poteaux $h=1$ m.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante $n=6$.

h_t : Hauteur de la semelle filante $h_t=0.65$

A.N :

$$N_{A,P}=25 \times 0.65 \times 0.6 \times 1 \times 6 = 58.5 \text{ KN}$$

$$N_{S,f}=25 \times 69.13 \times 0.65 = 1123.36 \text{ KN}$$

$$N_T = 10168.92 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de la contrainte :**

$$\frac{N^{\text{Ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{10168.92 \times 10^{-3}}{69.13} = 0.147 \text{ MPa} > 0.130 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre structure.

Donc on opte pour un radier général appuyée sur les nervures.

VI.2 Etude du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide) et Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

- **Prédimensionnement :**

- **Condition de coffrage :**

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 5\text{m}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

- Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7$ KN/m³).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : Moment d'inertie de la semelle

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.7262 \text{ m} = 72.62 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_t = 75 \text{ cm} \quad \text{Donc : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.75)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.26 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5 < \frac{\pi}{2} \times 3.26 = 5.12 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 75$ cm .

- Calcul de la surface du radier :

Il est nécessaire avant tout de calculer la surface nécessaire au radier selon le poids total qu'il supporte. Ce dernier est représenté par la somme des efforts normaux des poteaux et voiles de la structure, soit le poids de la structure elle-même.

On a : $N = 38464.90$ KN

Soit :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{38464.90}{130} = 295.88 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 354.3 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 75 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 354.3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.3 Vérifications diverses :

- Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.13 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 14403.6 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 8.82 \text{ m} \\ I_y = 12835 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 13.53 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts transmis au sol sont déterminés par la méthode suivante :

Présentation de la méthode :

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$$M_x = 39.151 \text{ MN.m} ; M_y = 49.434 \text{ MN.m}$$

- Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Exemple de calcul :

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{38.464}{354.3} + \frac{39.151}{14403.6} \times 13.53 = 0.145 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{38.464}{354.3} - \frac{39.151}{14403.6} \times 13.53 = 0.071 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.145 + 0.071}{4} = 0.126 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.13 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{38.464}{354.3} + \frac{49.434}{12835} \times 8.82 = 0.142 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{38.464}{354.3} - \frac{49.434}{12835} \times 8.82 = 0.074 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.142 + 0.074}{4} = 0.125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.13 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

On constate que les contraintes moyennes sous le radier dans les deux sens, sont vérifiées

- Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur utile d .

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{52644.037 \times 5}{2 \times 354.3} = 371.46 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{0.371}{1 \times 2.5} = 0.148 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 1.485 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5$$

- Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité. $N_d = 2692.56 \text{ KN}$

h_t : hauteur total de radier. $h_t = 0.75 \text{ m}$

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.40\text{m} \\ B = b + h_t = 1.35\text{m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.5\text{m}$$

$$N_d = 2.692 \text{ MN} < 0.045 \times 5.5 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} = 3.09 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$).

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 1.8 \text{ m}$).

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 354.3 \text{ m}^2$).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 38464.90 \text{ KN} > 1.5 \times 1.8 \times 354.3 \times 10 = 9566.1 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{39.151}{38.464} = 1.01 < \frac{21.15}{4} = 5.28 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{49.434}{38.464} = 1.28 < \frac{22.15}{4} = 5.53\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- Calcul des sollicitations :

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a :

Donc :

$$Q_u = \frac{59316.48}{354.3} = 167.41 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 4.9 - 0.65 = 4.25 \text{ m} \\ l_y = 5 - 0.65 = 4.35 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.25}{4.35}$$

$\rho = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

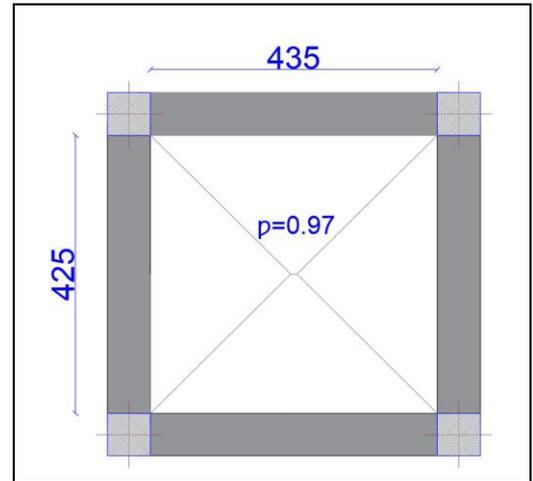


Figure VI. 2. Le panneau le plus sollicité.

- Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 118.53 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 110.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 100.75 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 93.92 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -59.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M_U (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	X-X	100.75	12.33	2.43	14.07	7HA16	15
	Y-Y	93.92	11.444	2.4	12.06	6HA16	17
Appui		-59.27	7.06	2.43	8.04	4HA16	25

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$\begin{aligned} \text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.97 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} &\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \\ &\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.89}{2}\right) \times 0.3 \times 1 = 2.43 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

- Vérifications à l'ELS :

On a: $Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$

$N_s = 43407.45\text{KN}$

Donc ; $Q_s = \frac{43407.45}{354.3} = 122.51\text{KN/m}^2$

- Calcul des moments isostatiques :

On a: $\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 102.90\text{KN.m} \\ M_{0y} = 98.19\text{KN.m} \end{cases}$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 87.46\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 93.47\text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -51.45\text{KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,3) m²

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

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	87.46	8.38	77913.16	9.4 < 15	Vér	279.91 > 201.63	N.vér
	Y-Y	83.47	7.87	69330.84	9.47 < 15	Vér	309.30 > 201.63	N.Vér
Appui		-51.45	6.65	50411.38	6.78 < 15	Vér	268.03 > 201.63	N.vér

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

Tableau VI.4 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
--------------	--------------------------	--------------------------	---	---	---------------------	---------------------

Travée	X-X	87.46	6.94	0.38	19.90	7HA20=21.99	15
	Y-Y	83.47	6.66	0.37	18.94	7HA20=21.99	15
Appui		-51.45	4.08	0.3	11.37	6HA16=12.06	17

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

Tableau VI.5 Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	X-X	87.46	9.96	107547.53	8.1 < 15	Vér	183.46 < 201.63	Vér
	Y-Y	83.47	9.96	107547.53	9.96 < 15	Vér	175.08 < 201.63	Vér
Appui		-51.45	7.87	69330.84	6.14 < 15	Vér	190.65 < 201.63	Vér

• **Vérification des espacements :**

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2h_r; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

❖ **Schéma de ferrailage du radier :**

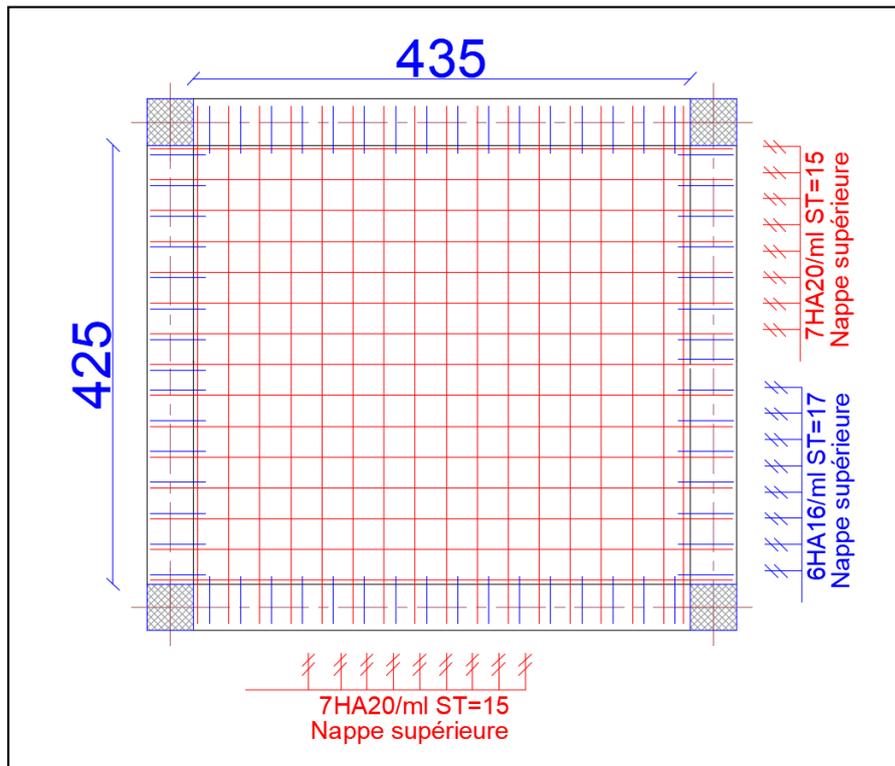


Figure VI. 3. Ferrailage du radier.

VI.5 Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en Té renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

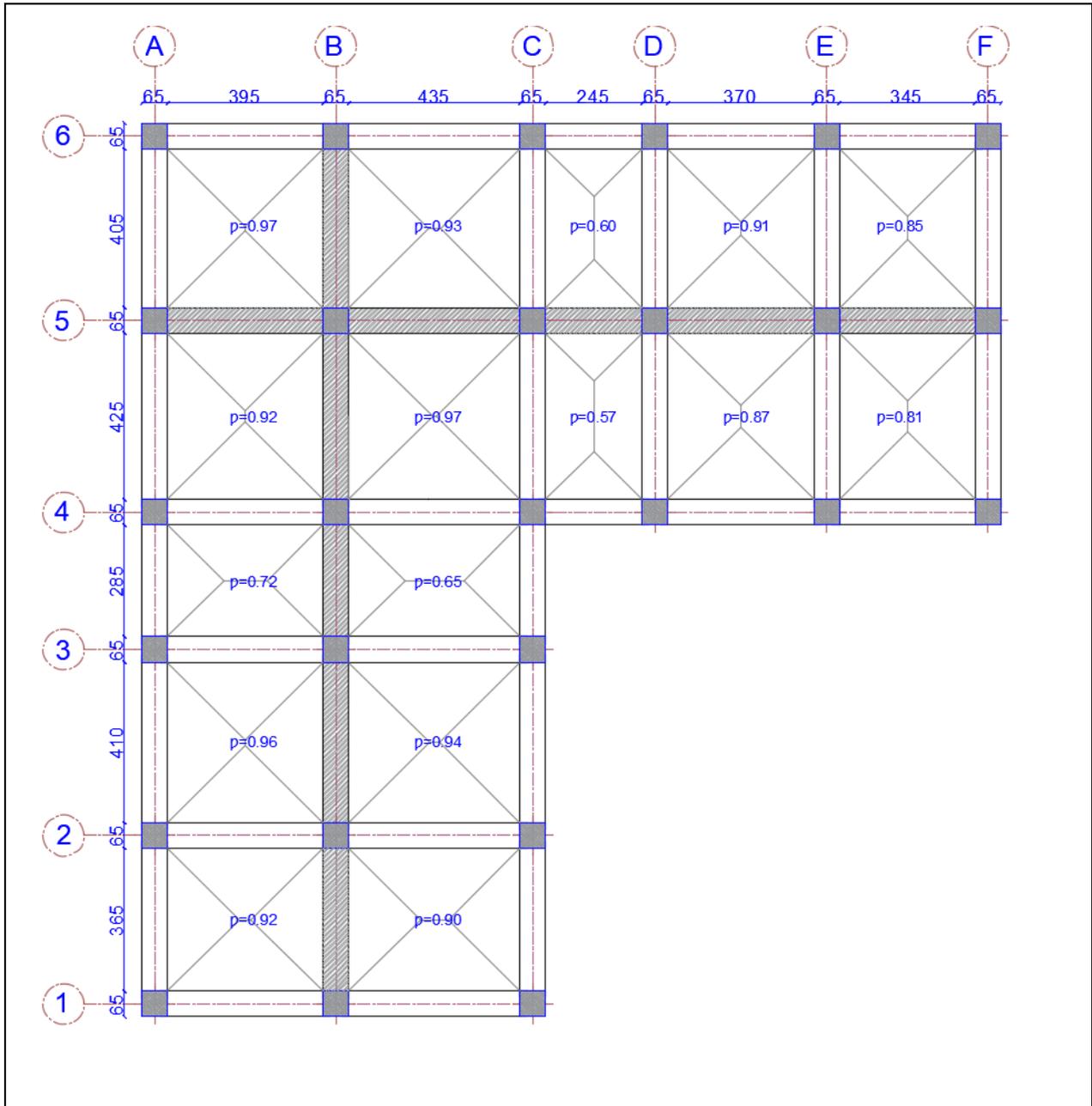


Figure VI. 8. Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Méthode de calcul :

- ✓ Charges triangulaires :

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

- Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ **Sens X-X :**

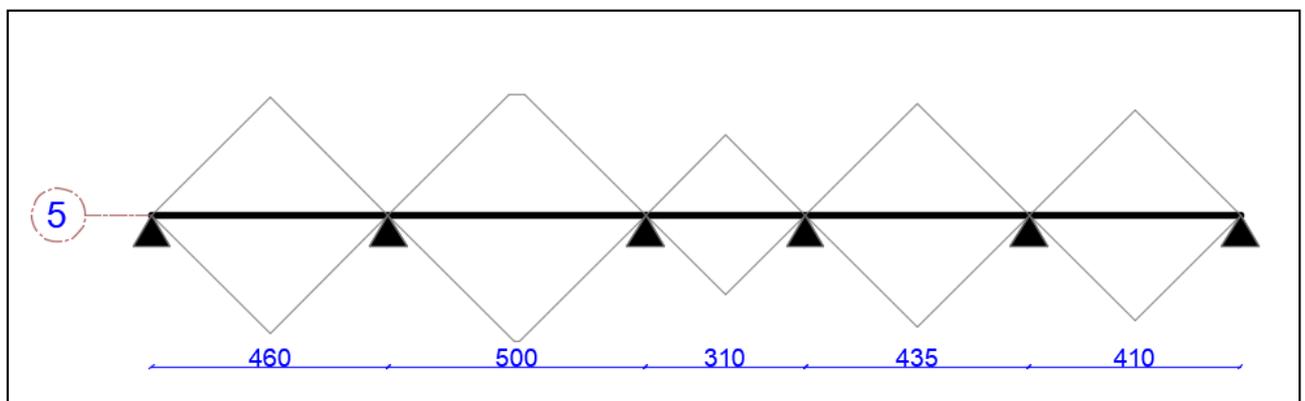


Figure VI.9. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ **Sens Y-Y :**

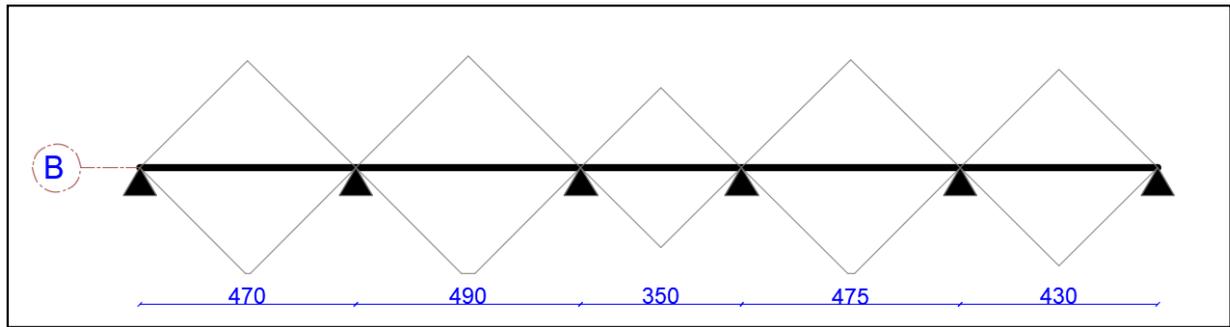


Figure VI.10. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

- Calcul de chargement :

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 59316.48 - 1.35 \times 2285.15 = 56231.52 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 43407.45 - 2285.15 = 41122.3 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{56231.52}{354.3} = 158.71 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{41122.3}{354.3} = 116.06 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
q_m^u (KN/m)	417.94	460.21	259.23	391.48	365.03
q_m^s (KN/m)	305.62	336.54	189.56	286.28	266.94
q_v (KN/m)	313.45	403.43	194.42	293.61	273.77

Sens Y-Y :

Tableau VI.9. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
------------	----------	----------	----------	----------	----------

q_m^u (KN/m)	386.19	434.06	301.55	449.86	429.40
q_m^s (KN/m)	282.41	317.42	220.51	328.97	314.01
q_v (KN/m)	289.65	325.67	226.16	337.89	322.12

Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{\text{ner}}^U = 1.35 \times b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.65 \times 0.75 \times 25 = 16.45 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{ser}}^S = b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 0.65 \times 0.75 \times 25 = 12.18 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

✓ **A l'ELU :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.10. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée	L (m)	q_m (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	4.6	434.39	0	-995.732	1.802	1095.10	705.029
B-C	5	476.66	-995.732	-630.196	2.653	1483.98	682.205
C-D	3.1	275.68	-630.196	-422.361	1.793	323.02	-186.966
D-E	4.35	407.93	-422.361	-674.901	2.033	960.769	420.382
E-F	4.1	381.48	-674.901	0	2.482	765.988	499.649

✓ **L'ELS :**

Tableau VI.11. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	4.6	317.8	0	-728.474	1.802	801.17	515.801
B-C	5	348.72	-728.474	-461.061	2.653	1085.67	499.084
C-D	3.1	201.74	-461.061	-309.031	1.793	236.38	-136.745
D-E	4.35	298.46	-309.031	-493.801	2.033	702.942	307.558
E-F	4.1	279.12	-493.801	0	2.481	560.576	365.585

Sens Y-Y :

✓ **A l'ELU :**

✓ **Tableau VI.12.** Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.7	402.64	0	-940.908	1.853	1062.06	691.104
B-C	4.9	450.51	-940.908	-597.3	2.606	1346.61	588.447
C-D	3.5	318	-597.3	-580.537	1.765	486.90	-101.945
D-E	4.75	466.31	-580.537	-886.5	2.237	1310.700	586.07
E-F	4.3	445.85	-886.5	0	2.612	982.889	634.886

✓ **A P'ELS :**

✓ **Tableau VI.13.** Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.7	294.59	0	-688.4	1.853	777.05	505.648
B-C	4.9	329.6	-688.4	-437.008	2.606	985.20	430.501
C-D	3.5	232.69	-437.008	-424.734	1.765	356.28	-74.538
D-E	4.75	341.15	-424.734	-648.569	2.237	958.901	428.753
E-F	4.3	326.19	-648.569	0	2.612	719.095	464.494

- Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ **Détermination de la largeur b selon les deux sens :**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.75 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.65 \text{ m} ; d = 0.70 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Sens X-X :**

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{\min}}{10} \right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4. 1. 3)}$$

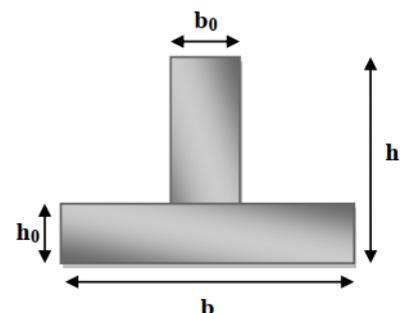


Figure VI.11. Schéma des nervures.

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{4.25}{2}; \frac{2.45}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.125; 0.245)$$

Donc : $b \leq 1.14\text{m}$ soit $b=1.14\text{m}$

✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{5}{2}; \frac{28.5}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.5; 0.285)$$

Donc : $b \leq 1.22\text{m}$ soit $b=1.22\text{m}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.14. Calcul des ferrailages.

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	705.029	30.43	9.63	37.7	12HA20
	Appui	-995.732	43.85	9.63	46.94	12HA20+6HA14
Y-Y	Travée	691.104	29.64	10.31	37.7	12HA20
	Appui	-940.908	41.06	10.31	46.94	12HA20+6HA14

- Vérification nécessaire :

- Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{F.N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{1264.757 \times 10^{-3}}{1 \times 0.7} = 1.806 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée} \\ \text{Sens Y - Y: } \tau_u = \frac{1173.874 \times 10^{-3}}{1 \times 0.7} = 1.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

- Vérification de la jonction de table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{1264.757 \times \left(\frac{1-0.65}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.7 \times 0.3 \times 1} = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{1173.757 \times \left(\frac{1-0.65}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.7 \times 0.3 \times 1} = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
X-X	Travée	515.801	21.86	1707471.74	6.6 < 15	Vér	218.53 > 201.63	n.Vér
	Appui	-728.474	23.87	2015130.37	8.62 < 15	Vér	250.13 > 201.63	n.Vér
Y-Y	Travée	505.648	21.26	1734171.19	6.19 < 15	Vér	235.57 > 201.63	n.Vér
	Appui	-688.4	23.23	2049955.46	7.8 < 15	Vér	213.18 > 201.63	n.Vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau VI.16. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
X-X	Travée	515.801	4.58	0.32	42.48	48.3	6HA25+6HA20
	Appui	-728.474	6.47	0.37	61.13	65.19	12HA25+2HA20
Y-Y	Travée	505.648	4.19	0.31	41.45	48.3	6HA25+6HA20
	Appui	-688.4	5.71	0.36	57.37	58.90	12HA25

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 21.42 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 74.3 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 44.4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : S_t = 20 cm

Les armatures de peau :

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (65 \times 75) = 9.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA 16 = 12.06 cm²

❖ Schémas de ferrailage :

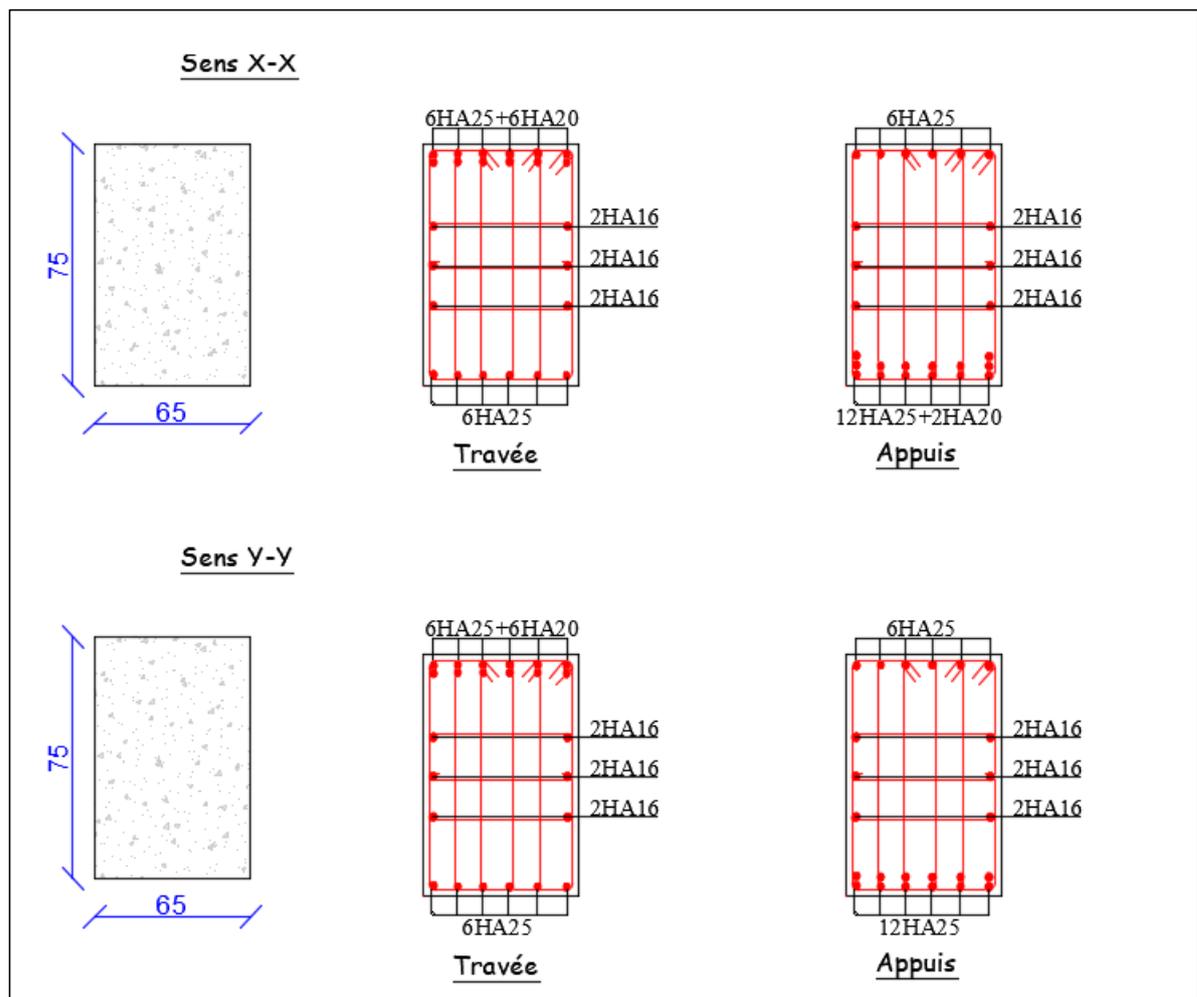


Figure VI.12. Ferrailage des nervures.

Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel ETABS/2016 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- Il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement de la structure, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- 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 noeuds 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. Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé, 3^{ème} année et master Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.
- Rapport de sol.
- DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe I

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
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

*BLOCS: A1-A2-A3
-A4-A5-A6-A7-A8-A9*



FACADE PRINCIPALE

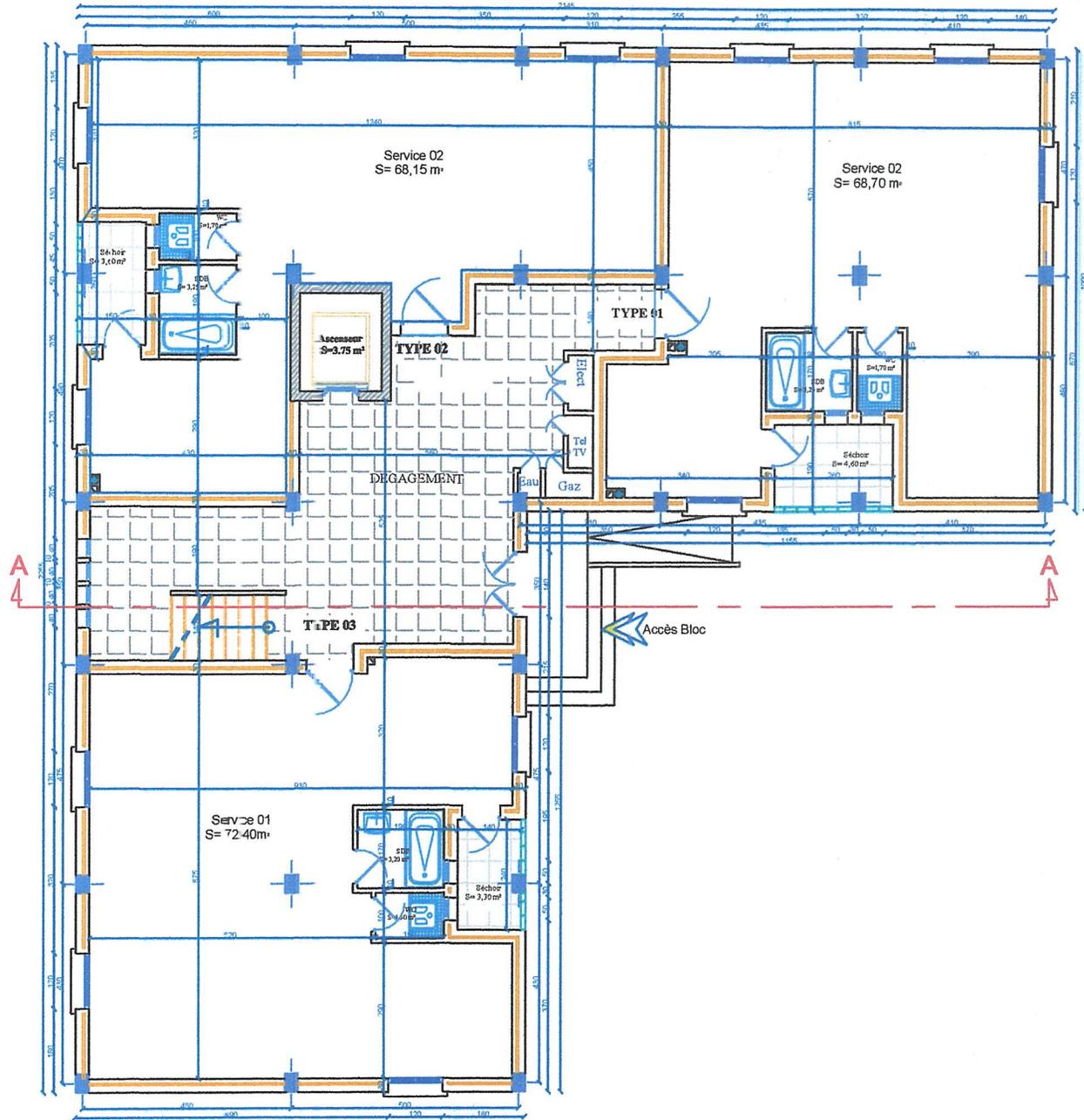
**BLOCS: A1-A2-A3
-A4-A5-A6-A7-A8-A9**



COUPE A-A

309 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES AU POS N° II A AIN TEMOUCHENT

DE I W
BEJAIA



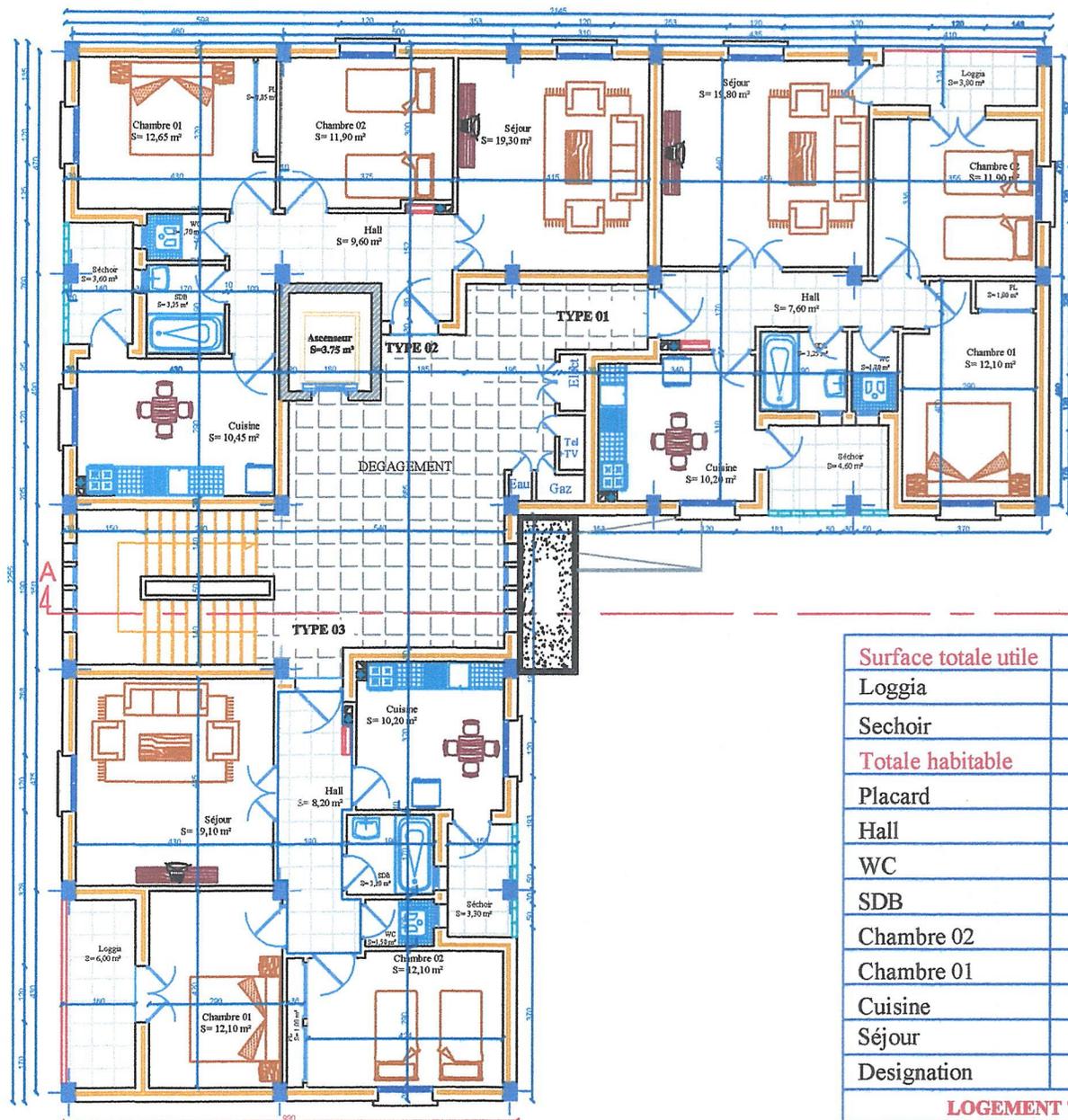
Services	
Designation	Surface (m²)
Service Type 01	81,00
Service Type 02	79,30
Service Type 03	83,00
Surface totale	243,30

BLOC:A1

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

309 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES AU POS N° II A AIN TEMOUCHENT

BETW
BEJAIA



Surface totale utile	76,75
Loggia	6,00
Sechoir	3,30
Totale habitable	67,45
Placard	1,00
Hall	8,20
WC	1,50
SDB	3,25
Chambre 02	12,10
Chambre 01	12,10
Cuisine	10,20
Séjour	19,10
Designation	Surface (m ²)
LOGEMENT TYPE 03	

Surface totale utile	76,40
Loggia	3,10
Sechoir	3,60
Totale habitable	69,70
Placard	0,85
Hall	9,60
WC	1,70
SDB	3,25
Chambre 02	12,65
Chambre 01	11,90
Cuisine	10,45
Séjour	19,30
Designation	Surface (m ²)
LOGEMENT TYPE 02	

Surface totale utile	76,40
Loggia	4,00
Sechoir	4,60
Totale habitable	67,55
Placard	1,00
Hall	7,60
WC	1,70
SDB	3,25
Chambre 02	11,90
Chambre 01	12,10
Cuisine	10,20
Séjour	19,80
Designation	Surface (m ²)
LOGEMENT TYPE 01	

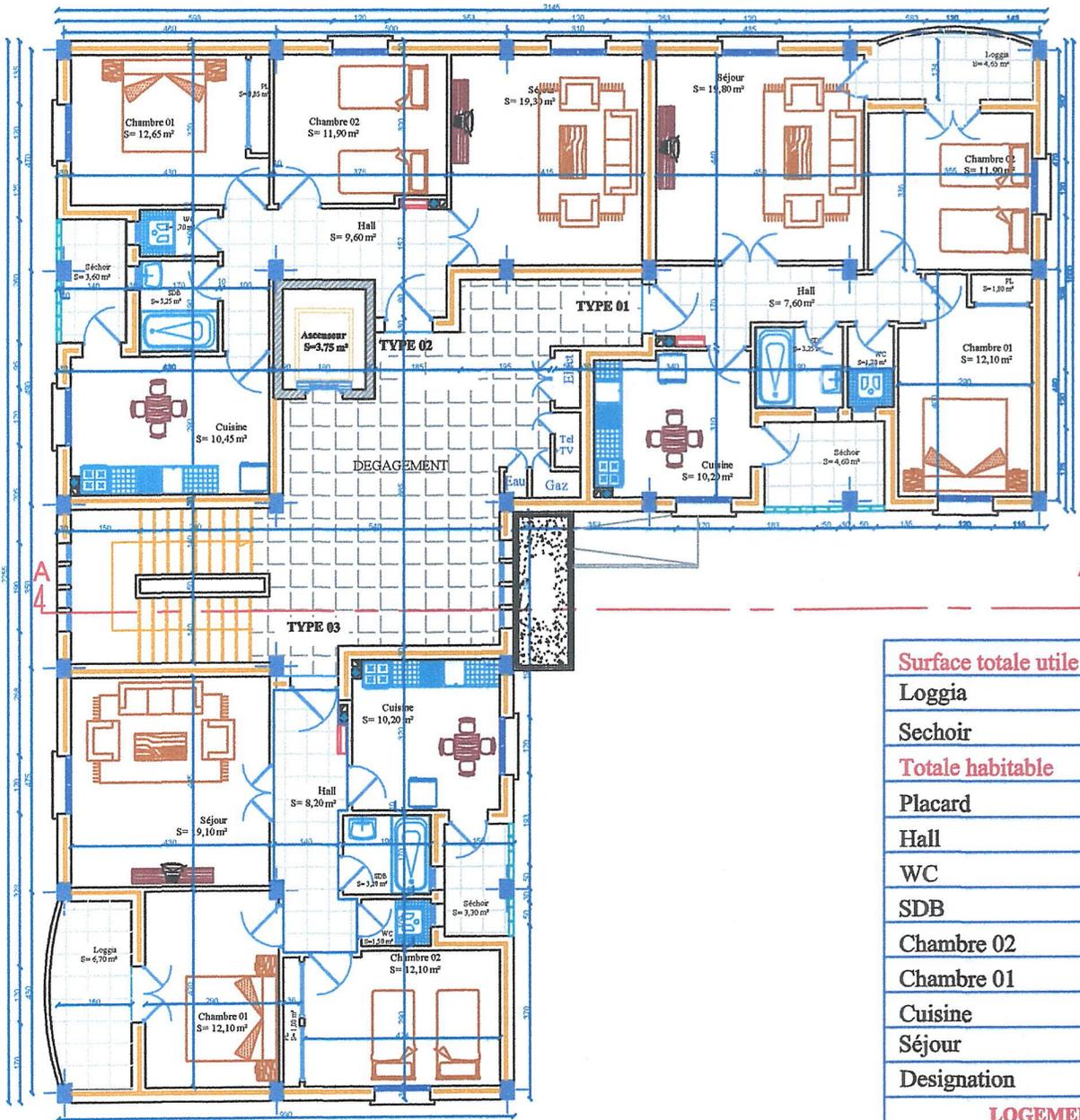
Echelle: 1/100

PLAN DU 1-2-3-4-5-6-7-8eme ETAGE

BLOC:A1



309 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES AU POS N° II A AIN TEMOUCHENT



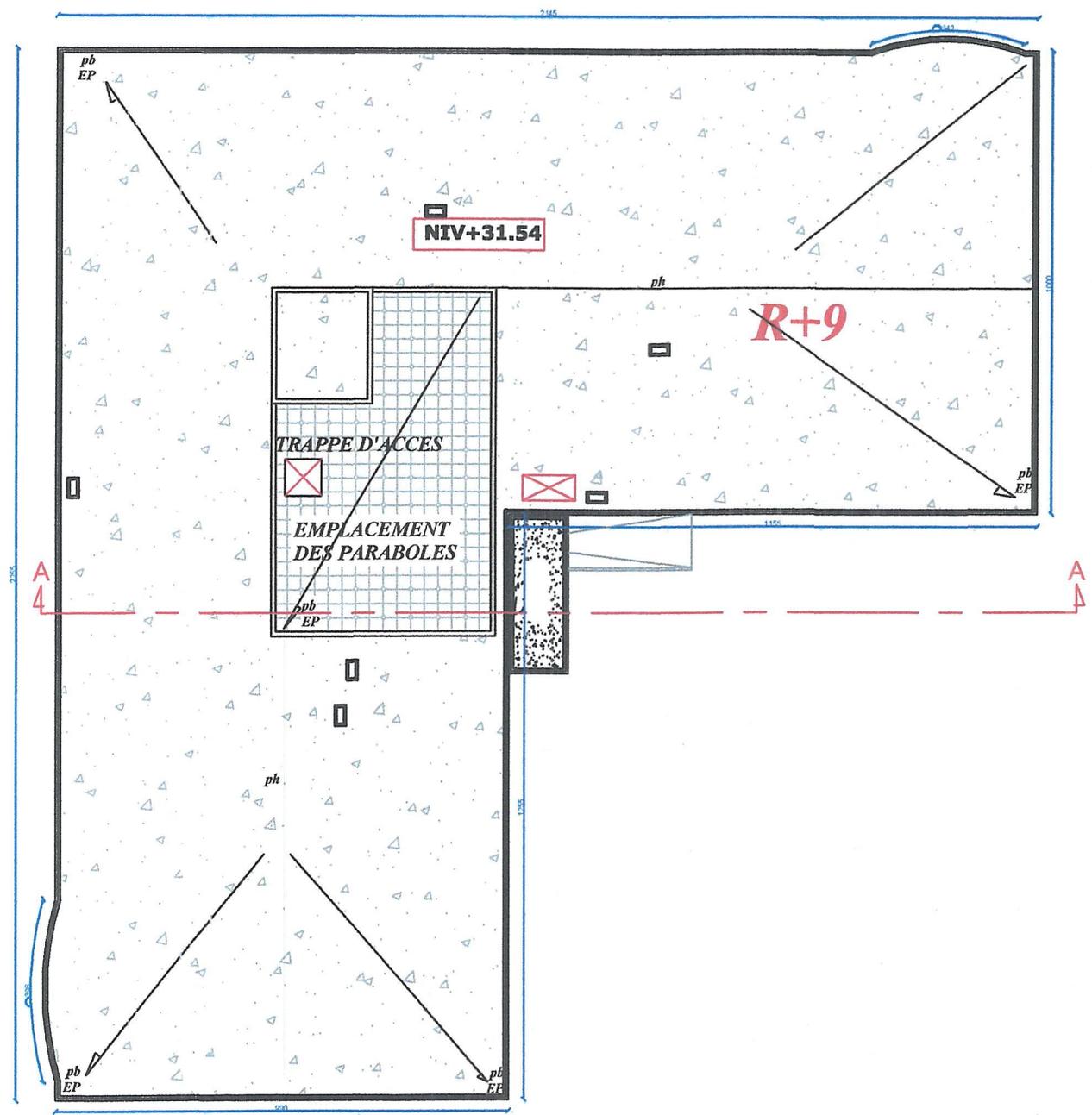
Surface totale utile	77,45
Loggia	6,70
Sechoir	3,30
Totale habitable	67,45
Placard	1,00
Hall	8,20
WC	1,50
SDB	3,25
Chambre 02	12,10
Chambre 01	12,10
Cuisine	10,20
Séjour	19,10
Designation	Surface (m ²)
LOGEMENT TYPE 03	

Surface totale utile	76,40
Loggia	3,10
Sechoir	3,60
Totale habitable	69,70
Placard	0,85
Hall	9,60
WC	1,70
SDB	3,25
Chambre 02	12,65
Chambre 01	11,90
Cuisine	10,45
Séjour	19,30
Designation	Surface (m ²)
LOGEMENT TYPE 02	

Surface totale utile	76,80
Loggia	4,65
Sechoir	4,50
Totale habitable	67,55
Placard	1,00
Hall	7,60
WC	1,70
SDB	3,25
Chambre 02	11,90
Chambre 01	12,10
Cuisine	10,20
Séjour	19,80
Designation	Surface (m ²)
LOGEMENT TYPE 01	

BLOC:A1

PLAN DU 9eme ETAGE



BLOC:A1

PLAN DE TERRASSE

Par Djelloul
SA Ali

9/10/95

CONCLUSION :

Le terrain étudié est homogène, constitué d'une argile sableuse verdâtre avec présence des cendres volcaniques et des poches de tuf en surface.

La couche de remblai est d'une épaisseur allant jusqu'à 0,20m de profondeur. (Voir logs des sondages en annexe)

C'est un sol de caractéristiques géotechniques moyennes.

Le rapport d'analyse chimique, nous montre une agressivité nulle selon la norme NF P18-011 de juin 1992. Les échantillons sont faiblement organiques sauf Sc01 (8,50-8,70) m.

Nous suggérons des fondations, ancrées à partir de 1,80m de profondeur et exerçant une contrainte admissible au sol de 1,3 bar.

Nous demandons d'éviter toute venue d'eau sous les fondations pendant et après l'exécution des travaux pour préserver les caractéristiques géotechniques du sol.

- De respecter le RPA/99, version 2003 et de bien chaîner les fondations afin de limiter les déplacements horizontaux lors d'un séisme et d'atténuer le tassement différentiel.

- La présence des spécialistes du CTC est indispensable lors de l'ouverture des fouilles.

Le L.H.C.O et l'ingénieur chargé de l'étude restent à la disposition du client pour tout renseignement complémentaire.

L'INGENIEUR CHARGE L'ETUDE

MERDJI SASLI

L'INGENIEUR CHEF D'ANTENNE

