

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaïa
Faculté des Technologies
Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Projet de Fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de master en Génie Civil

Option : Structures.

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton arme (R+12+Sous-sol) à usage d'habitation
et commerce et services contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Réalisé par :

Mr.Bedache Fares

Mr.Meskia Arezki

Encadre par :

Mr.A/Bouziane

Jury :

Mr.Haddi

Mr.Tahakourt

Promotion 2020-2021

Promotion 2020-2021

Remerciement

Nous tenons à remercier tout d'abord, Allah le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et le courage pour terminer nos études

et à élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier nos chers parents pour les efforts et sacrifices qu'ils ont entrepris afin de nous voir réussir.

Nous remercions tout particulièrement notre encadreur Monsieur Bouziane abderrezak , pour ses conseils pendant la réalisation de ce mémoire, son aide appréciable et ses encouragements tout au long de notre travail.

Nos remerciement s'adressent également aux examinateurs Monsieur haddi et Monsieur Tahakourt pour avoir accepté de lire et d'évaluer notre mémoire.

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenue de près ou de loin.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A la femme qui m'a mis au monde, celle qui a sacrifié tout pour moi

Son temps, son bonheur, sa santé : ma mère, le noyau de mon esprit

A mon père, source d'énergie de ma réussite,

Ecole de mon éducation et principe de la vie,

Que DIEU les préserve pour moi.

A mes chers frères yacine et hani , mes chères sœurs nouria et sylvia.

A toutes ma famille (lattache et bedache)

A mes chers amis.

A mon binôme kiki et sa famille.

***Un spécial dédicace et hommage à une chère amie et sœur AMINA TAZIBET
qui nous a quitté le :11 08 2021 .mes sincères condoléances a toute sa famille
et ses proches.***

Oue dieu l'accueille dans vaste paradis

Et à tous ceux qui me sont chères.

Dédicace

*je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents, et je dis merci
pour leur soutien, patience et confiance.*

❖ A mes chers sœurs (Nassima,Salima,Saida)

❖ A mon frère Ali

❖ A mes amis(Fouad,Tchibalou,Nawal,Melissa)

❖ A mon binôme Fares et leur famille

❖ A tous les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin

❖ A toute la promotion génie civil 2020-2021

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I. INTRODUCTION	1
II Présentation de l'ouvrage	1
II.1. Caractéristiques géométriques et architecturales.....	1
II.2. Définition des éléments de l'ouvrage.....	2
III. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES.....	2
IV. LES ETATS LIMITES.....	2
VI. LES ACTIONS.....	3
VII. LES MATERIAUX.....	5
VII.1. Béton	5
VII.2. Les aciers.....	7
VIII. CONCLUSION.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

I. Introduction	10
II. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	10
II.1. Les planchers.....	10
II.1.1 Plancher corps creux	11
II.1.2. Les dalles pleines.....	13
II.2. Les Balcons.....	17
II.3. Les murs extérieurs.....	18
II.4. Les escaliers.....	18
III. Pré dimensionnement des éléments structuraux	22
III.1 Les voiles.....	22
III.2 Les poutres.....	22
III.2.1 Les poutres principales (P.P).....	22
III.2.2 Les poutres secondaires (P.S).....	23
III.3. Les poteaux.....	24
III.3.1 La descente de charge	24
III.3.2 La surface afférente pour la charge.....	24
III.3.3. Vérification pour le poteau C-5.....	29
III.3.3.1 Vérification des poteaux à la compression.....	30
III.3.3.2 Vérification des poteaux au flambement.....	30
IV. Conclusion	33

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

I. INTRODUCTION.....	34
II. études des planchers	34
II.1. Plancher à corps creux	35
II.2. Planchers dalles pleines.....	61
III. Etude de la poutre de chaînage	75
IV. Etude des Escaliers.....	78

Sommaire

IV.2. Calcul de la poutre palière.....	84
V. Etude de l'acrotère.....	88
VI. Etude de l'ascenseur.....	92
VII. CONCLUSION	99

Chapitre IV : Etude dynamique

I. INTRODUCTION.....	100
II. METHODES DE CALCUL	100
III. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE	100
IV. DISPOSITION DES VOILES	105
V. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS	105
V.1. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	106
V.2. Vérification de la période.....	108
V.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	108
V.4. Vérification de l'interaction voiles portiques.....	109
V.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	111
V.6. Vérification vis-à-vis des déplacements.....	112
V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	113
VI. CONCLUSION	115

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

1. Introduction	116
II. ETUDE DES POTEAUX	116
II.1. Recommandations du RPA99.....	116
II.2. Sollicitations dans les poteaux.....	118
II.3. Ferrailage des poteaux.....	119
II.4. Vérification.....	120
II.5. Dispositions constructives.....	123
II.6. Schémas de ferrailage des poteaux	124
III. Étude des poutres	126
III.1. Recommandation du RPA 99/V2003.....	126
III.2. Ferrailage des poutres.....	128
III.3. Vérifications.....	130
III.4. Schémas de ferrailage des poutres.....	135
IV. ETUDE DES VOILES.....	137
IV.1. Recommandation du RPA.....	137
IV.2. Le ferrailage	138
V. CONCLUSION.....	140

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

I. INTRODUCTION.....	141
II. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	141

Sommaire

II.1. Vérification des semelles isolées.....	141
II.2. Vérification des semelles filantes.....	142
II.3 Radier général.....	143
II.3.1 Dimensionnement.....	143
II.3.2. Les vérifications.....	144
II.3.3 Ferrailage du radier.....	146
II.3.4 Ferrailage du débord.....	149
II.3.5 Ferrailage des nervures.....	150
II.3.5. Schéma de ferrailage	153
II.4 Voile périphérique	154
II.4.1 Introduction	154
II.4.2 Caractéristiques des voiles	154
II.4.3 Caractéristiques du sol.....	154
II.4.4 Méthode de calcul	155
III.CONCLUSION	158

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Tab I.1 : f_e en fonction du type d'acier.....	8
Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	9
Tableau II.1 : Evaluation des charge du plancher terrasse accessible.....	12
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant.....	12
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage commercial.....	13
Tableau II.4 : Dimensionnement des dalles pleines.....	15
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine.....	17
Tableau II.6 : Evaluation des charges du balcon.....	18
Tableau II.7 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	18
Tableau II.8 : caractéristique d'escalier.....	21
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur les volées escalier	21
Tableau II.10 : Evaluation des charges sur le palier.....	21
Tableau II.11 : pré dimensionnement des voiles.....	22
Tableau II.12 : Descente de charge du poteau C-5.....	29
Tableau II.13 : Résultats dans les deux descentes.....	29
Tableau II.14 :Vérification au flambement des poteaux pour le 1er et entre sol.....	31
Tableau II.15 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 2 et 3.....	31
Tableau II.16 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 4 et 5.....	31
Tableau II.17 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 6 et 7.....	32
Tableau II.18 Vérification au flambement des poteaux pour les etage 8 et 9.....	32
Tableau II.19 Vérification au flambement des poteaux pour les etages 10 et 11.....	32
Tableau II.20 Vérification au flambement des poteaux de la galerie.....	33
Tableau III 1 : Les différents Types de poutrelles.....	35
Tab III.1.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	38
Tab III.1.2 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 5).....	39
Tab III.1.3 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial (type 5).....	39
Tab III.1.4 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 2).....	39
Tab III.1.5 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerciale (type 2).....	39
Tab III.1.6 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 3).....	39
Tab III.1.7 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial (type 3).....	40
Tab III.1.8 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2)...	40
Tab III.1.9 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2)...	40
Tab III.1.10 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)...	40
Tab III.1.11 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)...	40
Tab III.1.12 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 5)...	41
Tab III.1.13 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 5)...	41
Tab III.1.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6)...	41
Tab III.1.15 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6)...	41
Tab III.1.116 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 5).....	42
Tab III.1.17 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 5).....	42
Tab III.1.18 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 3).....	42

Liste des tableaux

Tab III.1.19	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 3).....	43
Tab III.1.20	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 1 et 4).....	43
Tab III.1.21	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 1 et 4).....	43
Tab III.1.22	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service et bureaux (type 3)...	43
Tab III.1.23	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service et bureaux (type 3)...	43
Tab III.1.24	Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	44
Tab III.1.25	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse commerce.....	47
Tab III.1.26	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse commerce.....	47
Tableau III.2	: Ferrailage des poutrelles plancher poutrelles du plancher commercial.....	51
Tableau III.3	: Ferrailage des poutrelles plancher poutrelles du plancher services.....	53
Tableau III.4	: Ferrailage des poutrelles plancher terrasse accessible.....	52
Tableau III.5	: Ferrailage des poutrelles plancher poutrelles du plancher d'habitation.....	52
Tableau III.6	: Vérification des contraintes dans le béton.....	54
Tableau III.7	: Vérification des états limites de déformation.....	59
Tableau III.8	: Schéma de ferrailage des poutrelles.....	60
Tableau III.10	: Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis(D1).....	62
Tableau III.11	: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	64
Tableau III.12	: résumés des calculs D1.....	65
Tableau III.13	: Vérification de la flèche dans le sens (x-x) ;(y-y) D1.....	66
Tableau III.14	: Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis(D2).....	68
Tableau III.15	: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	69
Tableau III.16	: résumés des calculs D2.....	70
Tableau III.17	: Vérification de la flèche dans le sens (x-x) ;(y-y) D2.....	72
Tableau III.18	: Calcul du ferrailage de la dalle console (D3).....	73
Tableau III.19	: vérification des contraintes.....	74
Tableau III.20	: Calcul du ferrailage de la poutre chaînage.....	76
Tableau III.21	: vérification des contraintes.....	76
Tableau III.22	: vérification de la flèche de la poutre chaînage.....	77
Tableau III.23	: Résumé des résultats de ferrailage (escalier).....	79
Tableau III.24	: Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	81
Tableau III.25	: Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	83
Tableau III.26	: le résumé des résultats de calcul des moments et leurs ferrailages.....	85
Tableau III.27	: Différentes combinaisons à utiliser (L'ACROTERE).....	89
Tableau III.28	: Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines.....	94
Tableau III.29	: Résultats de calcul des contraintes.....	95
Tableau III.30	: Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.....	96
Tableau III.31	: Résultats de calcul des contraintes.....	99
Tab IV.1	: Valeurs des pénalités P_q	101
Tab IV.2	: Période de vibration et taux de participation massique.....	108
Tab IV.3	: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	109
Tab IV.4	: Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	109
Tab IV.5	: Vérification de l'interaction sous charges horizontales sens xx.....	110
Tab IV.6	: Vérification de l'interaction sous charges horizontales sens yy.....	111

Liste des tableaux

Tab IV.7: Vérification de l'effort normal réduit.....	111
Tab IV.8: Vérification des déplacements pour le sens xx.....	112
Tab IV.9 : Vérification des déplacements pour le sens yy.....	113
Tab IV.10 : Vérification à L'effet P-□ sens xx.....	114
Tab IV.11 : Vérification à L'effet P-Δ Sens yy.....	114
Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	117
Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	119
Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	119
Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux.....	120
Tab V.5 : Vérification du flambement des poteaux.....	121
Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	122
Tab V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	123
Tab V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres.....	127
Tab V.9: Les sollicitations les plus défavorables.....	129
Tab V.10: Ferrailage des poutres.....	129
Tab V.11 : Vérification de l'effort tranchant.....	131
Tab V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	132
Tab V.13 : Moment résistant dans les poteaux.....	134
Tab V.14 : Moment résistant dans les poutres.....	134
Tab V.15 : Vérification des zones nodales.....	135
Tab V.16 : Résultats de ferrailage du voile Vx1.....	139
Tab V.17 : Résultats de ferrailage du voile Vy1.....	140
Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier.....	148
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton.....	148
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	149
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens xx a ELU.....	151
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens xx a ELS.....	152
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens xx a ELU.....	152
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens xx a ELU.....	152
Tableau VI.8 : Tableau du ferrailage des nervures.....	152
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	153
Tableau VII.11 : résumé des sollicitations.....	156
Tableau VII.12 : Ferrailage du voile périphérique.....	156
Tableau VII.13: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	157

Liste des figures

Figure I.1: Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU.....	7
FigureI.3: Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	8
Figure.II.1: dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (étage 1 et 2).....	11
Figure.II.2: dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines	11
Figure II.3 : Schéma poutrelle	13
Figure.II.4 : dalle sur trois appuis D1.....	15
Figure.II.5 : dalle sur trois appuis D1.....	16
Figure.II.6 : dalle sur deux appuis D2.....	16
Figure.II.7 : dalle sur un seul appui D3.....	17
Figure II.8 : détail d'un escalier.....	18
Fig II.9: coupe de l'escalier.....	19
Figure II.10: Hauteur libre d'étage.....	24
Figure II.12: schéma de la descente de charge	25
Figure II.11: la Surface afférente	25
Figure. III.1: Schéma d'une Poutre continue.....	35
Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.....	37
Figure III.3: Schéma de poutrelle type 3.....	44
Figure II.4 : Schéma poutrelle.....	47
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	60
Figure. III.6 : panneau de dalle D1.....	61
Figure. III.7: Section de la dalle pleine à ferrailer.....	62
Figure III.8 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur appuis trois D1.....	67
Figure III.9 : Schéma d'une dalle sur deux appuis.....	67
Figure. III.10: schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuisD2.....	72
Figure III.11: schéma statique de la dalla sur un seul appui	72
Figure.III.12: dalle sur un seul appui.....	72
Figure. III.13: schéma de ferrailage de la dalle sur une seule appuis.....	74
Figure. III.14: Schéma statique de la Poutre de chaînage.....	75
Figure. III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	77
Figure III.16 : Schéma statique de la volée (I)	78
Figure III.17 : Schéma statique avec chargement.....	78
Figure III.18 Section à ferrailer.....	79
Figure III.19 : schémas statique de la volée(2).....	82
Figure. III.20 : Schémas de ferrailage des volées.....	84
Figure III.21: Schémas de ferrailage de la poutre palier.....	88
Figure III.22 : Schéma statique de l acrotère.....	88
Figure III. 23: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	92
Figure III.24 : Dalle sur quatre appuis.....	93
Figure III.25 : L'ascenseur.....	95
Figure.III.26 : schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.	98

Liste des figures

Fig IV.1 : Spectre de réponse.....	104
Fig IV.2 : plans Disposition des voiles.....	105
Fig IV.3 : mode 1 (translation selon x-x').....	106
Fig IV.4 : mode 2 (translation selon y-y').....	107
Fig IV.5 : mode 3 (rotation au tour de z-z').....	107
Fig V.1 : Zone nodale.....	117
Fig V.2 : Section du poteau.....	121
Fig V.3 : coupe longitudinale.....	124
Fig V.4 : schéma de ferrailage des poteaux RDC, sous-sol.....	124
Fig V.5 : schéma de ferrailage des poteaux Entre sol et 1 ^{er} etage.....	124
Fig V.6 : schéma de ferrailage des poteaux 2 ,3 ^{ème} étages.....	125
Fig V.7 : schéma de ferrailage des poteaux 4 ,5 ^{ème} étages.....	125
Fig V.8 : schéma de ferrailage des poteaux 6 ,7 ^{ème} étages.....	125
Fig V.9 : schéma de ferrailage des poteaux 8 , 9 ^{ème} étages.....	125
Fig V.10 : schéma de ferrailage des poteaux 10, 11 ^{ème} étages.....	125
Fig V.11 : Dispositions constructives des portiques.....	128
Figure V.12 : La zone nodale.....	133
Fig V.13 : Schéma de ferrailage des poutres principale RDC.....	135
Fig V.14 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire RDC.....	136
Fig.V.15 : Schéma d'un voile pleine.....	138
Fig. V.16 : Schéma de ferrailage du voile RDC.....	140
FigureVI.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	141
Fig VI.2 Semelle filante.....	142
Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement.....	144
Figure VI.4 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	146
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.....	149
Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord	149
Fig VI.6 Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	151
Fig VI.7 Sollicitations sur les nervures transversales.....	151
Fig VI.8 schéma du la nervures	152
Fig VI.9 Ferrailage des nervures.....	154
Figure VI.10 : Diagramme des contraintes.....	155
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du voile Périphérique.....	158

Symboles et notations

A' : Section d'aciers comprimés

A : Section d'aciers pour l'ELU.

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

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : la largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

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

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

F : Force ou action générale.

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

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

H_c : la profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Symboles et notations

M_t : Moment en travée.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : surface du radier (m²).

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

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort normal en service.

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

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

a : Epaisseur.

e : Epaisseur.

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

Symboles et notations

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).

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

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

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

Notations

$|X|$: Valeur absolue de X.

\Rightarrow : Implique

\Leftrightarrow : Equivalant à.

\rightarrow : Dans le cas....

$*$: Multiplication.

N^{bre} : Nombre

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants (Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes)).

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+12+Sous-Sol, Il regroupe à la fois commerces au niveau du RDC et bureaux service au niveau d'entre sol et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

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

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère et ascenseur et poutre de chaînage au chapitre trois.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel etabs
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I. INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble en R+12étages + sous-sol. Cet ouvrage est à usage multiple (commerces au RDC+service au 1^{er} étage et habitation aux autres niveaux). Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaïa (cite AOUCHICHE BLOC O), qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

II.1. Caractéristiques géométriques et architecturales

. Les dimensions de notre structure sont les suivantes : [voir plans annexés].

- Dimension projetée selon l'axe x-x' : 31.9 m.
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : 23.55 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 43.86 m.
- Hauteur du R.D.C : 4.08 m
- Hauteur d'étage : 3.06 m.

Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques-voiles).
RPA (article 3-4-A-1-a).

II.2. Définition des éléments de l'ouvrage

❖ Les planchers

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

❖ **Les escaliers** : Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ Les façades et les cloisons

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm
Séparées par une lame d'air de 5cm.

- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

❖ L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

III. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie.

Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.

IV. LES ETATS LIMITES

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

V. HYPOTHESES DE CALCUL

V.1. E.L.U : Selon le CBA93 (article A.4.3.2) ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contraint déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

V.2. E.L.S : Selon le BAEL91 (article A.4.5) ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

VI. LES ACTIONS

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

VI.1. Les différents types d'actions

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs.
 - Les séismes (E).
 - Les explosions
 - Les feux.

VI.2. 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, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

a) Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

- **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ Situations accidentelles

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

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'ELS : CBA93 (article : A.3.3.3)

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

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

Avec :- G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

VII. LES MATERIAUX

VII.1. Béton : C'est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 ; art B.1.1).

Caractéristiques mécaniques du béton

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

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPA.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPA.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

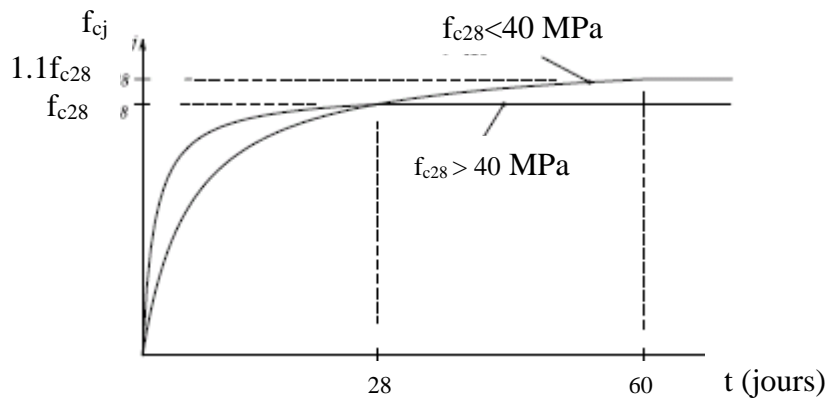


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction f_{tj} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min(0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min(0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module de déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}. \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

$$E_{vj} = (1/3) * E_{ij}.$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

e) Module déformation transversale du béton

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contraintes déformations

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

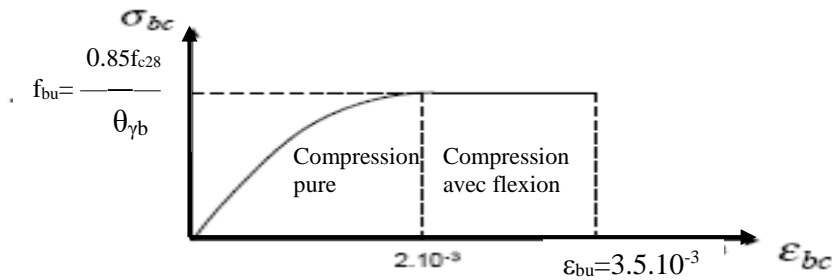


Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

VII.2. Les aciers

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

VII.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s**

✓ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{ pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{ pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$

VII.2.2. Principales armatures utilisées

Tab I.1 : en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

VII.2.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook ($\sigma = E_\epsilon$) de pente $E=2*10^5 \text{ MPA}$ indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

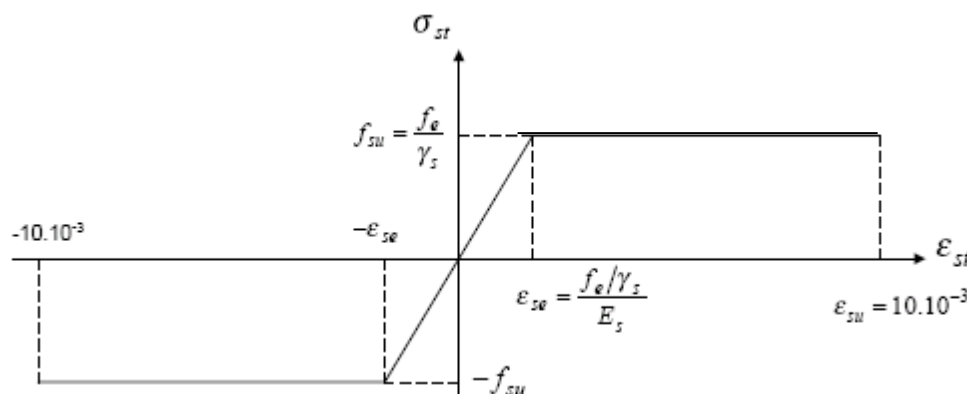


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles)} \end{cases}$$

VIII. CONCLUSION

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

Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	400
		348
	Contrainte à l'ELS : *FPN *FN *FTN	/
		240
176		

I. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements *BAEL91, RPA99 v2003 et le CBA93*.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventements.

II.1. Les planchers

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Les planchers isolent aussi du point de vue thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages courants ; dalle pleine pour les portes à faux et le sous sol qui sensé être un parking.

II.1.1 Plancher corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

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

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

L= 540 cm

$$Ht \geq \frac{540}{22.5} = 24\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 24\text{cm}$, 20cm pour le corps creux et 04cm pour la dalle de compression.

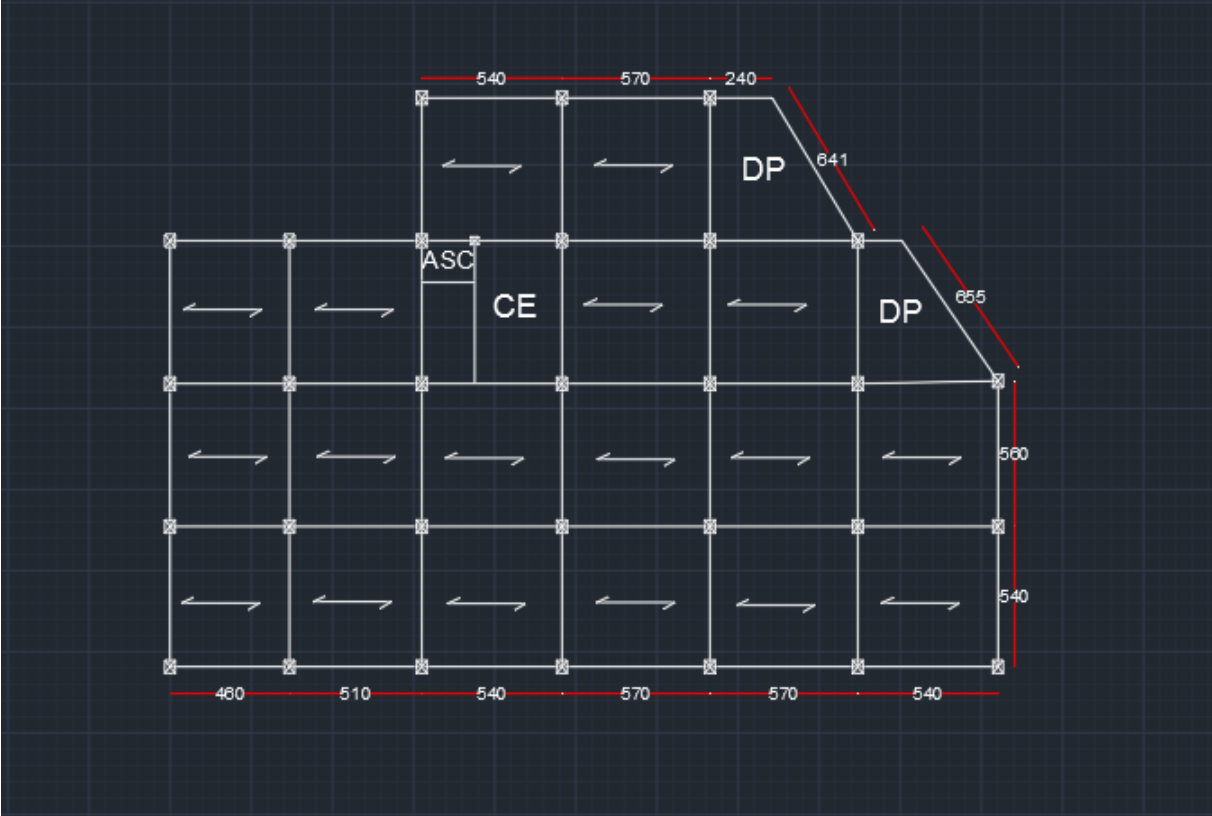


Fig.II.1:dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (étage 1 et 2).

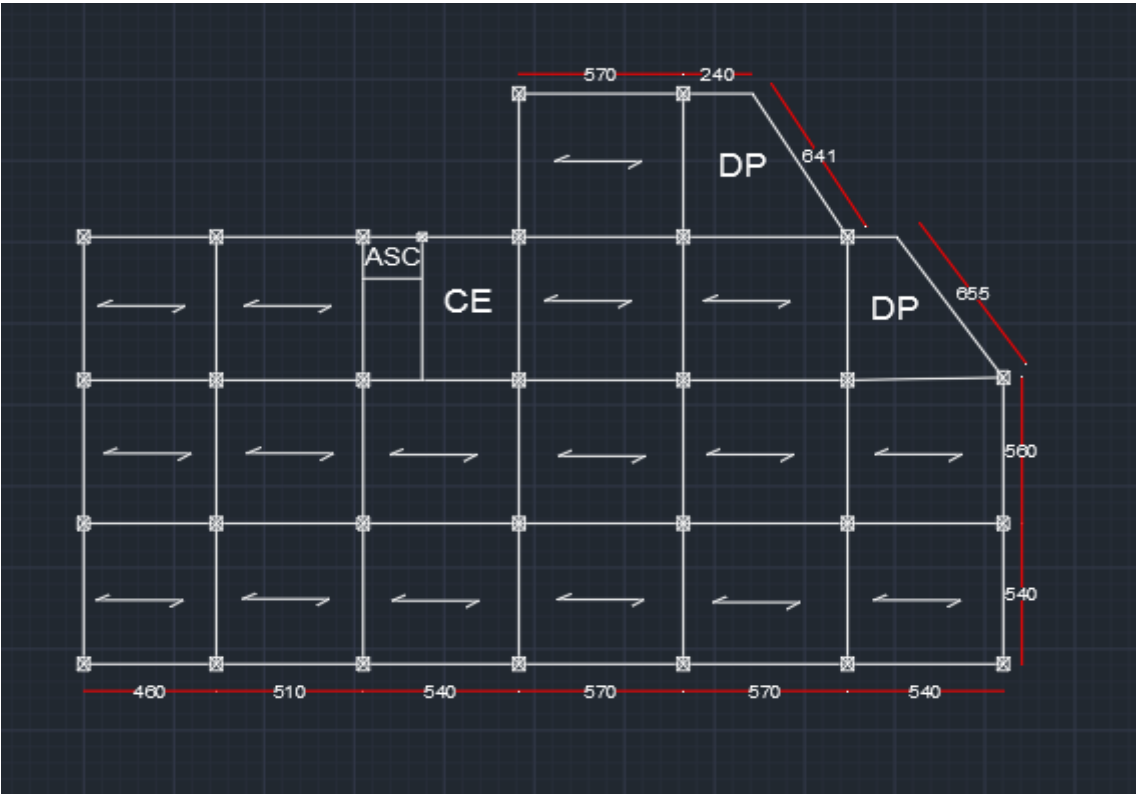


Fig.II.2:dispositions des poutrelles et positions des dalles pleines (autres étages).

- Evaluation des charges des planchers terrasse accessible et étage courant

*Plancher terrasse accessible***Tableau II.1** : Evaluation des charge du plancher terrasse accessible

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
04	Forme de pente	0.065	22	1.43
05	Lit de sable	0.02	/	0.36
06	Isolation thermique	0.015	18	0.27
07	Plancher à corps creux	(20+4)	/	3.2
08	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 6.62
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

*Plancher étage courant***Tableau II.2** : Evaluation des charges du plancher étage courant

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(20+4)	/	3.2
05	Enduit	0.02	10	0.20
06	Cloison de séparation	/	/	1
Charge permanente totale				G = 5.56
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

*Plancher RDC (étage commercial)***Tableau II.3** : Evaluation des charges du plancher étage commercial Les poutrelles

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher à corps creux	(20+4)	/	3.2

05	Enduit en ciment	0.02	10	0.2
06	Cloison de séparation	/	/	1
Charge permanente totale				G = 5.56
Surcharge d'exploitation				Q = 5

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Pré dimensionnement

h_t : Hauteur du plancher (h_t = 24 cm).

h₀ : Hauteur de la dalle de compression (h₀ = 4 cm).

b₀ : Largeur de la nervure ;

Tel que : b₀ = (0,4 à 0,6) * h_t

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times 24 \Rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \text{ cm}$$

On opte pour : **b₀ = 12 cm**

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x

L_x = 55 cm

L_y = 540 cm

$$\frac{b - 12}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{540}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour : **b = 65 cm.**

II.1.2. Les dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

a) Critère de résistance

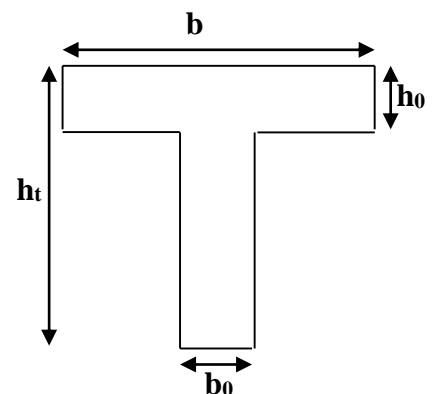


Figure II.3 : Schéma poutrelle

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

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

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

L_x est la plus petite portée.

b) Critère de coupe feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe feu (BAEL91).

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont :

Tableau II.4. Dimensionnement des dalles pleines.

Panneaux	Appui	L_y (m)	L_x (m)	$\rho=L_x/L_y$	e cal (cm)	niveau
D1	3	5.1	1.69	0,33	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	Tout les etage
D2	3	3.9	1, 10	0,28	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	les étages courant
D3	3	3,01	1,25	0,415	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	les étages courant
D4	2	5.1	5	0,980	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	RDC
D5	2	4	1,2	0,3	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	les étages courant
D6	2	3	1,2	0,4	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	les étages courant
D7	2	5.1	2.5	0,49	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	les étages courant
D8	2	5.3	2	0,377	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	les étages courant
D9	1	5.0	1.55	0,31	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	les étages courant

D10	1	7.61	1,37	0,18	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	RDC
------------	---	------	------	------	-----------------------------	-----

Dalle sur trois appuis

$L_x=1.69m$;

$L_y=5.1m$

$$\frac{169}{45} \leq e \leq \frac{169}{40}$$

$$3.75 \leq e \leq 4.225$$

On prend $e=15cm$ (2 heures de coup feu).

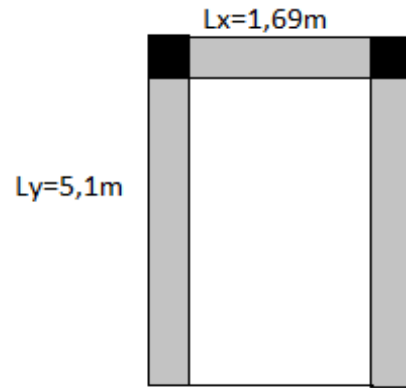


Fig.II.4 : dalle sur trois appuis D1

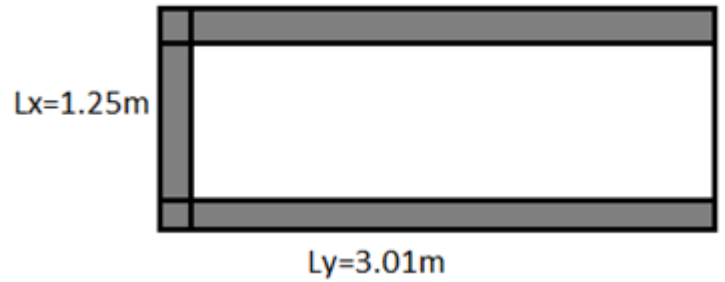
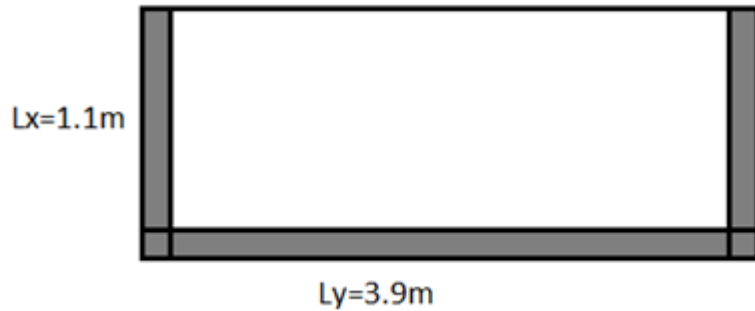
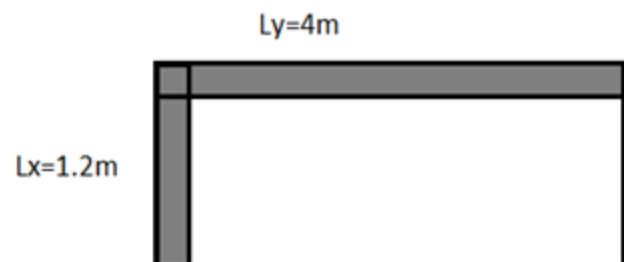
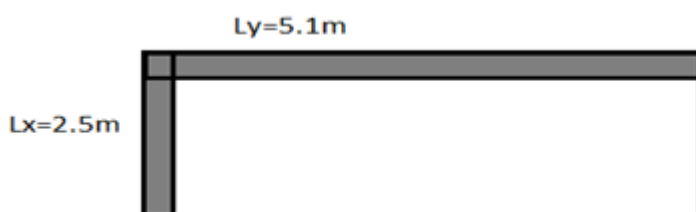
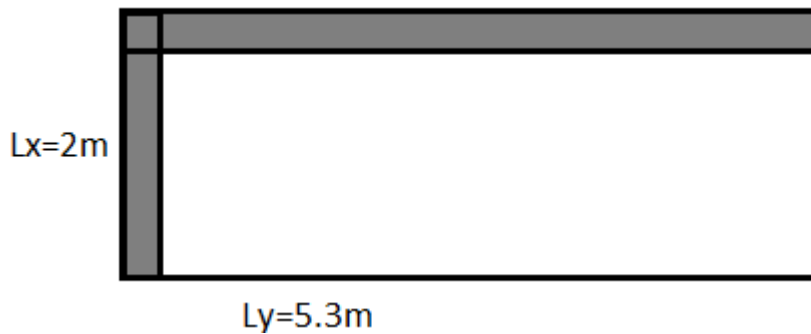
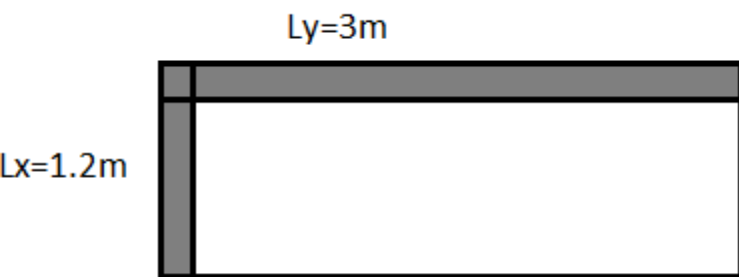


Fig.II.5 : dalle sur trois appuis D1

Dalle sur deux appuis



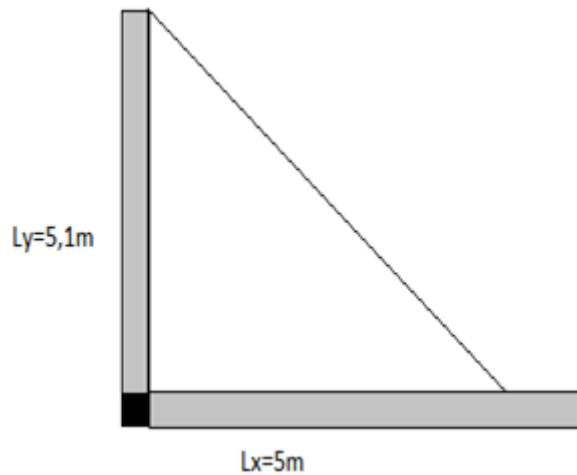


Fig.II.6 : dalle sur deux appuis D2.

$L_x=500\text{cm}$; $L_y=510\text{cm}$

$$\frac{500}{35} \leq e \leq \frac{500}{30}$$

$$14.28 \leq e \leq 16.66$$

On prend $e=15\text{cm}$ (2 heures de coup feu).

Dalle sur un seul appui

On prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement.

$L_x=1.37\text{m}$

$$e \leq \frac{137}{20} = 6.85\text{cm}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$ (2 heures de coupe feu).

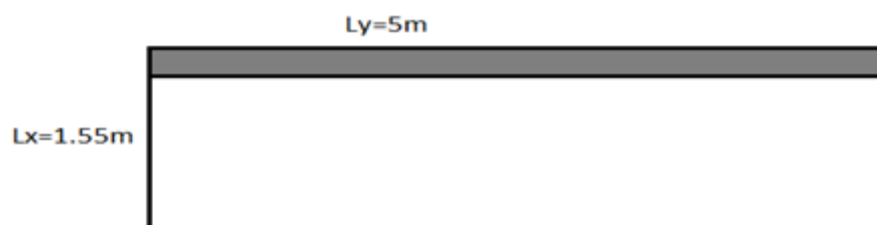


Fig.II.7 : dalle sur un seul appui D3

▪ Evaluation des charges du plancher dalle pleine (étage commercial)

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	15	25	3.75
05	Enduit en ciment	2	10	0.20
Charge permanente totale				G = 5.11
Surcharge d'exploitation				Q = 5

II.2. Les Balcons

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

Nous évaluons dans ce qui suit les différentes charges revenant aux balcons :

Tableau II.6 : Evaluation des charges du balcon

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.15	25	3.75
05	Enduit en ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G = 5.11
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

II.3. Les murs extérieurs

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

▪ Evaluations des charges

Tableau II.7: Evaluation des charges des cloisons extérieures.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (m)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Enduit extérieur en ciment	0.015	20	0.30
02	Brique creuse	0.15	9	1.35
03.	Lame d'air	0.05	/	/
04	Brique creuse	0.10	9	0.9

05	Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2.75

II.4. Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

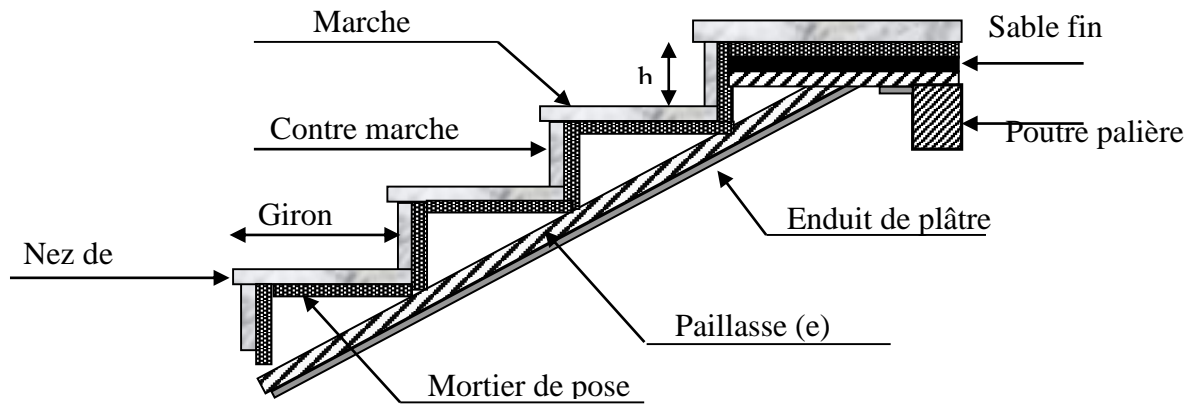


Figure II.8 : Détail d'un escalier

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$59 < 2h+g < 66$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right. \dots\dots(01)$$

- n : nombre de contre marche.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur de la volée.
- g: le giron

Soit : $g+2h=64\text{cm} \dots\dots\dots (02)$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2-(64+2H+L) n+2H=0$.

En fonction du nombre de volées ; nous avons définis deux types d'escalier : escalier a deux volées et escalier a une seule volée

1^{er} Type (deux volées)

- **Volée 1**

$H = 1.7m.$

$L = 2,70m.$

$\alpha_1 = 32.19^\circ$

$l_1 = 1.12 + \frac{1.70}{\sin 32.19} + 1.4 \Rightarrow l_1 = 5.71m$

De ces données on obtient l'équation :

$64n^2 - 538n + 256 = 0$

Après la résolution, on trouve : $n = 10$

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 10$

Ce qui donne le nombre de marche égale à 9.

D'où :

$h_1 = \frac{H}{n} = 17cm$

$g_1 = \frac{L}{n-1} = 30cm$

On dimension la pailasse suivant la condition de la flèche :

$\frac{l_1}{30} \leq e_1 \leq \frac{l_1}{20}$

Ce qui donne $19.03 \text{ cm} \leq 28.55 \text{ cm}$ pour notre cas.

On opte pour : $e_1 = 20 \text{ cm}$

- **Volée 2**

$H = 1.36m.$

$L = 2.1m.$

$\alpha_2 = 32.92^\circ$

$l_2 = 1.42 + \frac{1.36}{\sin 32.92} + 1.4 \Rightarrow l_2 = 5.32m$

De ces données on obtient l'équation :

$64n^2 - 502n + 264 = 0$

Après la résolution, on trouve : $n = 8$

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 8$. ce qui donne 7 pour le nombre de marches

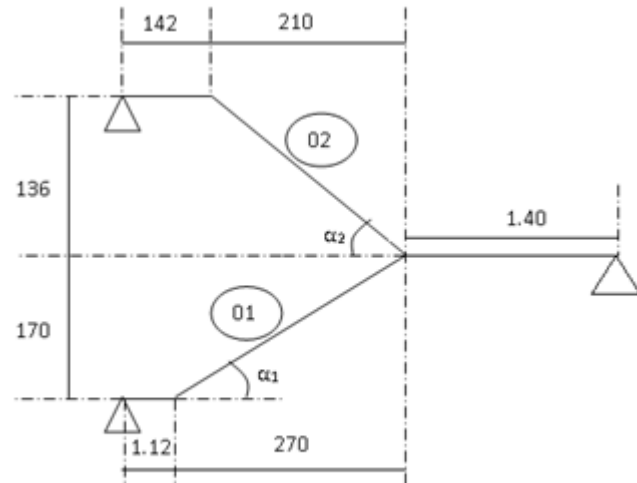


figure II.9: la coupe d'escalier

D'où:

$$h_2 = \frac{H}{n} = 17cm$$

$$g_2 = \frac{L}{n-1} = 30cm$$

On dimensionne la paillasse suivant la condition de la flèche :

$$\frac{l_2}{30} \leq e_2 \leq \frac{l_2}{20}$$

Ce qui donne $16.4cm \leq e_2 \leq 24.6cm$ pour notre cas.

On opte pour : **e₂ = 20cm**

▪ **Épaisseur du palier de repos**

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui

1^{ère} condition de résistance : $e \geq \frac{L}{20}$

Avec L : longueur de la console L= 140cm

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq 7cm.$$

2^{ème} condition de coupe-feu : $e \geq 11cm$ pour 2heure de coupe-feu

On choisit l'épaisseur de palier de repos : **e=20cm**

On récapitule les différentes caractéristiques de l'escalier dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : caractéristique d'escalier

<i>H</i> étage (m)	Volée	<i>H</i> volé (m)	<i>L</i> volé (m)	α (degré)	<i>l</i> _{total} (m)	<i>n</i>	(<i>n-1</i>)	Giron (m)	<i>h</i> _{contre merche} (m)	<i>e</i> paillasse (m)
3.06	01	1.70	2.70	32.19	5.71	10	9	0.3	0.17	0.20
	02	1.36	2.10	32.92	5.32	8	7	0.3	0.17	

▪ **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau II.9 : Evaluation des charges sur les volées escalier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	20/(cos α_1)	25	5.9

	$20/(\cos\alpha_2)$		5.95
Marches	$17 \times (1/2)$	22	1.87
	$17 \times (1/2)$		1.87
Enduit ciment	$2/(\cos\alpha_1)$	14	0,33
Charge permanente totale			G_{volée1} = 9.26
			G_{volée2} = 9.31
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

▪ Evaluation des charges sur le palier

Tableau II.10: Evaluation des charges sur le palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle pleine	0.20	25	5.00
Enduit ciment	0.02	20	0,40
Charge permanente totale			G = 6.56
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

III. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ce sont les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

III.1 Les voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Tableau II.11 : pré dimensionnement des voiles

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$
Sous-sol	3.06	0.15
Entre Sol	3.06	0.15
Etage courant	3.06	0.15
RDC	4.08	0.20

On opte pour une épaisseur de **20cm** pour tous les niveaux Cette épaisseur vérifie toutes les conditions précédemment énoncées.

III.2 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé a ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

III.2.1 Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA 93 suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 5.10m$)

D'où : $\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10}$

Donc : $34 \leq h_t \leq 51$

Soit $h_t = 45 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99addenda2003 (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20cm & \text{On a } b = 35cm. & \longrightarrow \text{ C'est vérifié} \\ h \geq 30cm & \text{On a } h = 45 \text{ cm.} & \longrightarrow \text{ C'est vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4cm & \text{On a } h / b = 45 / 35 = 1.28 & \longrightarrow \text{ C'est vérifié} \end{array} \right.$$

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

$h = 45 \text{ cm}$

$$b = 35\text{cm}$$

III.2.2 Les poutres secondaires (P.S)

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prés dimensionnés selon la condition de flèche du *CBA93*.

$$L = L_{\max} = 5.30 \text{ m}$$

$$D'o\grave{u} : \frac{530}{15} \leq h_t \leq \frac{530}{10}$$

$$\text{Donc : } 35.33 \leq h_t \leq 53 \quad \text{soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99addenda2003* (Art :

7.5.1) qui sont les suivantes :

{	$b \geq 20\text{cm}$	On a $b = 30\text{cm}$	—————→	C'est vérifié
	$h \geq 30\text{cm}$	On a $h = 40\text{cm}$	—————→	C'est vérifié
	$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$	On a $h / b = 40 / 30 = 1.33$	—————→	C'est vérifié

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$h = 40 \text{ cm}$$

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

III.3. Les poteaux

Sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Ils servent aussi aux chaînages verticaux.

Leur pré dimensionnement se fait à l'ELS et en compression simple selon l'article (b8.4.1) du *CBA* tout en vérifiant les exigences du *RPA* à savoir :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, la section du poteau est donné par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :

σ_b : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

Dans un premier temps on pré dimensionne selon les exigences du (R P A 99).

Pour un poteau en Zone IIa on a :

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités,

en se referant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (C-5)

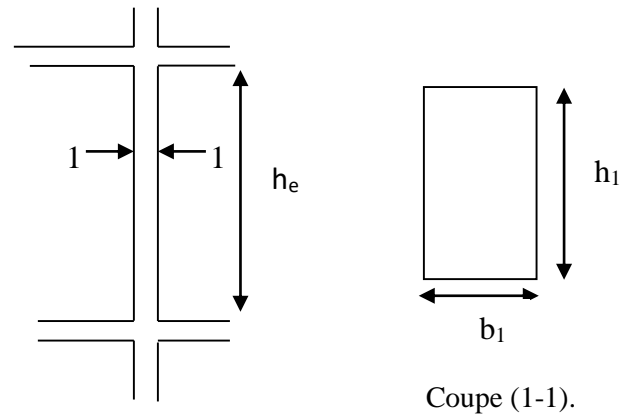


Fig II.10 Hauteur libre d'étage.

III.3.1 La descente de charge

On fixe les sections des poteaux comme suit :

Sous-sol et RDC : $65 \times 60 \text{cm}^2$

Entre sol et 1^{ère} : $60 \times 55 \text{cm}^2$

RDC, 2^{ème} et 3^{ème} étages : $55 \times 50 \text{cm}^2$

4^{ème}, 5^{ème} étage : $50 \times 45 \text{cm}^2$

6^{ème}, 7^{ème} étage : $45 \times 40 \text{cm}^2$

8^{ème}, 9^{ème} étage : $40 \times 35 \text{cm}^2$

10^{ème}, 11^{ème} étage : $35 \times 30 \text{cm}^2$

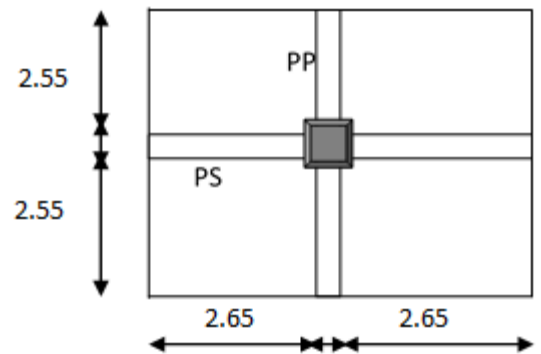


Fig II.12: la Surface afférente

III.3.2 La surface afférente pour la charge permanente

$$S = 4 * (2.65 * 2.55) \Rightarrow S = 27.03 \text{m}^2$$

☀ Les charges et surcharges :

✓ Plancher terrasse accessible :

$$G = 27.03 \times 6.62 = 178.9386 \text{KN}$$

$$Q = 27.03 \times 1.5 = 40.548 \text{KN}$$

✓ Plancher étages courant (d'habitations) :

$$G = 27.03 \times 5.56 = 150.2868 \text{KN}$$

$$Q = 27.03 \times 1.5 = 40.548 \text{KN}$$

✓ Plancher étages commerciale :

$$G = 150.2868KN$$

$$Q' = 27.03 \times 5 = 135.15KN$$

✓ Plancher étages service :

$$G = 150.2868KN$$

$$Q' = 27.03 \times 2.5 = 67.575KN$$

✓ Les poutres :

$$G_{PP} = 25 \times 0.35 \times 0.45 \times (2.55 + 2.55) = 20.08KN$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.4 \times (2.65 + 2.65) = 15.60KN$$

$$\Sigma S = 35.68 KN$$

☀ **La loi de dégression :**

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

$$N_1 : Q_0 = 40.548KN$$

$$N_2 : Q_1 = 40.548 + 40.548 = 81.09KN$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.90 \times 40.548 = 117.583KN$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.80 \times 40.548 = 150.0219KN$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.70 \times 40.548 = 178.4055KN$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 40.548 = 202.7343KN$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 40.548 = 223.0083KN$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 40.548 = 243.52823KN$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 40.548 = 263.5563KN$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 40.548 = 283.83KN$$

$$N_{11} : Q_{10} = Q_9 + 0.5 \times 40.548 = 304.104KN$$

$$N_{12} : Q_{11} = Q_{10} + 0.5 \times 40.548 = 324.378KN$$

$$N_{13} : Q_{12} = Q_{11} + 0.5 \times 67.575 = 358.1655KN$$

$$N_{14} : Q_{13} = Q_{12} + 135.15 = 493.3155KN$$

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

Les résultats de la descente des charges pour le poteau C-5 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Descente de charge du poteau C-5

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	178.9386	40.548
	Poutres	35.68	
	Total	214.6186	
	Venant de N1	214.6186	

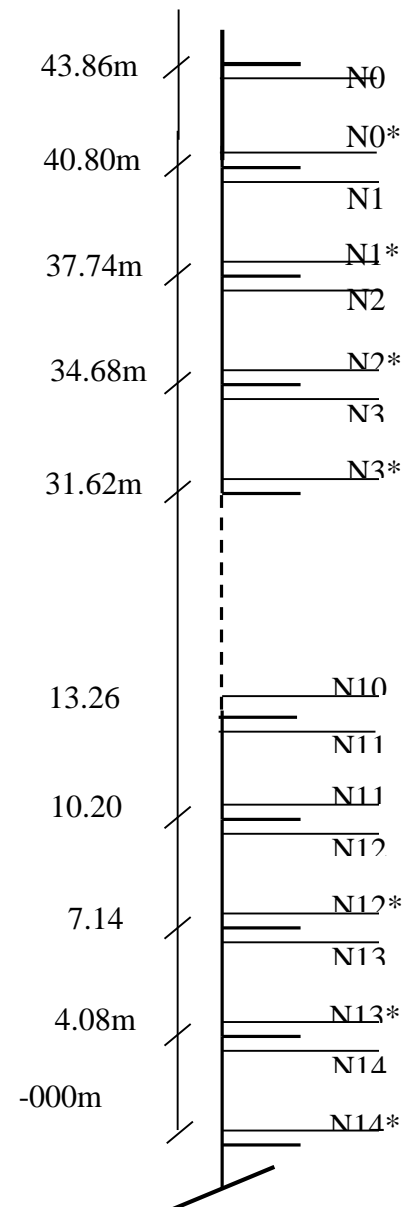


Fig II.11 Schéma statique de la descente de charge

N1*	Poteaux Total	8.0325 222.6511	
N2	Venant de N1* Plancher corps creux Poutres Total	222.6511 150.2868 35.68 408.6179	81.09
N2*	Venant de N2 Poteaux Total	408.6179 8.0325 416.6504	
N3	Venant de N2* Plancher corps creux Poutres Total	416.6504 150.2868 35.68 602.6172	117.583
N3*	Venant de N3 Poteaux Total	602.6172 10.71 612.71	
N4	Venant de N3* Plancher corps creux Poutres Total	612.71 150.2868 35.68 798.6768	150.0219

N4*	Venant de N4 Poteaux Total	798.6768 10.71 809.3868	
N5	Venant de N4* Plancher corps creux Poutres Total	809.3868 150.2868 35.68 995.3536	178.4055
N5*	Venant de N5 Poteaux Total	995.3536 13.77 1009.1236	
N6	Venant de N5* Plancher corps creux Poutres Total	1009.1236 150.2868 35.68 1195.0904	202.7343
N6*	Venant de N6 Poteaux Total	1195.0904 13.77 1208.86	
N7	Venant de N6* Plancher corps creux Poutres Total	1208.86 150.2868 35.68 1394.8268	223.0083
N7*	Venant de N7 Poteaux Total	1394.8268 17.2125 1412.0393	
N8	Venant de N7* Plancher corps creux Poutres	1412.0393 150.2868 35.68	243.52823

	Total	1598.0061	
N8*	Venant de N8	1598.0061	
	Poteaux	17.2125	
	Total	1615.2186	
N9	Venant de N8*	1615.2186	263.5563
	Plancher corps creux	150.2868	
	Poutres	35.68	
	Total	1801.1854	
N9*	Venant de N9	1801.1854	
	Poteaux	21.0375	
	Total	1822.2229	
N10	Venant de N9*	1822.2229	283.83
	Plancher corps creux	150.2868	
	Poutres	35.68	
	Total	2008.1897	
N10*	Venant de N10	2008.1897	
	Poteaux	21.0375	
	Total	2029.2272	
N11	Venant de N10*	2029.2272	304.104
	Plancher corps creux	150.2868	
	Poutres	35.68	
	Total	2215.194	

N11*	Venant de N11	2215.194	
	Poteaux	25.245	
	Total	2240.439	
N12	Venant de N11*	2240.439	324.378
	Plancher corps creux	150.2868	
	Poutres	35.68	
	Total	2426.4058	
N12*	Venant de N12	2426.4085	
	Poteaux	25.245	
	Total	2451.6536	
N13	Venant de N12*	2451.6536	358.1655
	Plancher corps creux	150.2868	
	Poutres	35.68	
	Total	2637.6204	
N13*	Venant de N13	2637.6204	
	Poteaux	39.78	
	Total	2677.4004	
N14	Venant de N13*	2677.4004	493.3155
	Plancher corps creux	150.2868	
	Poutres	35.68	
	Total	2863.3672	
N14*	Venant de N14	2863.3672	
	Poteaux	29.835	
	Total	2893.2022	

Tableau II.13 Résultats dans les deux descentes.

POTEAU	G (KN)	Q (KN)
Poteau C-5	2893.2022	493.3155
Poteau C-4	2655.58	503.55

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau numéro **C-5** qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 2893.2022KN, Q_{totale} = 493.3155KN$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$N_u^* = 1.10 \times 4645.796 = 5110.375 \text{ KN}$$

III.3.3. Vérification pour le poteau C-5:

☀ **Sous-sol et RDC :**

III.3.3.1 Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec } B: \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{5110.375 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.340m^2$$

$$B \geq 0.340$$

$$\text{On a } B = 0.60 \times 0.65 = 0.390m^2$$

III.3.3.2 Vérification au flambement :

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton .

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856m.$$

$$B = 0.60 \times 0.65 = 0.390m^2.$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.65^3}{12} = 0.021125m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.021125}{0.390}} = 0.233$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.233} = 9.193 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{9.193}{35}\right)^2} = 0.838$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.233} = 12.257 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.257}{35}\right)^2} = 0.829$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

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

$$B_r \geq \frac{5110.375 \times 10^{-3}}{0.829 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.15} + \frac{400}{200 \times 1.15} \right]} = 0.2380m^2$$

$$B_r \geq \frac{4496.31 \times 10^{-3}}{0.838 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.15} + \frac{400}{200 \times 1.15} \right]} = 0.2072m^2$$

Or nous avons $B_r = (60 - 2) \times (65 - 2) \times 10^{-4} = 0.3654m^2$

$0.3654 > 0.2380$

$0.3654 > 0.2072$

donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.14 Vérification au flambement des poteaux pour tous les étages.

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$	Etage
0.33	0.3074	3.06	2.142	0.2236	9.5796	0.8370	0.1926	Sous sol et RDC
0.33	0.3074	3.06	2.142	0.2236	9.5796	0.8370	0.1750	1 ET 2 ^{eme} étage
0.275	0.2544	3.06	2.142	0.1588	13.48	0.8254	0.1628	3 et 4 ^{eme}
0.225	0.2064	3.06	2.142	0.1443	14.844	0.820	0.1318	5 et 6 ^{eme}
0.180	0.1634	3.06	2.142	0.1299	16.489	0.813	0.1012	7 et 8 ^{eme}
0.140	0.1254	3.06	2.142	0.115	18.55	0.804	0.0696	9 et 10 ^{eme}
0.140	0.0924	3.06	2.142	0.101	21.20	0.792	0.0366	11 et 12 ^{eme}
0.360	0.3364	7.14	4.998	0.1876	26.64	0.762	0.1179	poteaux de la galerie

Les poteaux ne risquent pas de flamber dans tous les niveaux.

IV. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✳ Poutres principales : $45 \times 35cm^2$.
- ✳ Poutres secondaires : $40 \times 30cm^2$.
- ✳ Poteaux du Sous sol, RDC: $65 \times 60cm^2$.
- ✳ Poteaux des étages 1 et entre sol : $60 \times 55cm^2$.
- ✳ Poteaux des étages 2 et 3 : $55 \times 50cm^2$.
- ✳ Poteaux des étages 4 et 5 : $50 \times 45cm^2$.

- ✱ Poteaux des étages 6 et 7 : $45 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✱ Poteaux des étage 8 et 9 ; $40 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✱ Poteaux des étage 10 et 11 : $35 \times 30 \text{cm}^2$.
- ✱ Pour les poteaux du la galerie : $60 \times 60 \text{cm}^2$.

I. INTRODUCTION

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur poutre chaînage..). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

II. ETUDES DES PLANCHERS

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :




- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II.1. Plancher à corps creux

II.1.1. Les poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.1 au chapitre II, les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Tab III 1 : Les différents Types de poutrelles

Type	Schéma statique	Niveau
Type 1		les étages courants(1e t2 ^{eme} étage)
Type 2		Tout les étage
Type 3		Toutes étage
		les étages courants

Type4		
Type 5		Tous les étages
Type 6		Etage courant et Terrasse accessible

II.1.1.1. Méthodes de calcul

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Domaine d'application (BAEL91art B.6.2, 210)

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

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

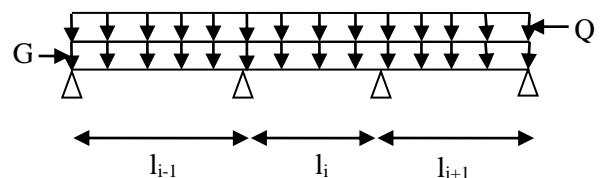


Fig. III.1: Schéma d'une Poutre continue

Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig. III.1),

et soit $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

❖ **Evaluation des moments**

a. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$.

tel que $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n =nombre de travées d'une poutre.

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$)

b. Moment en appuis intermédiaires

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

c. Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

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

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

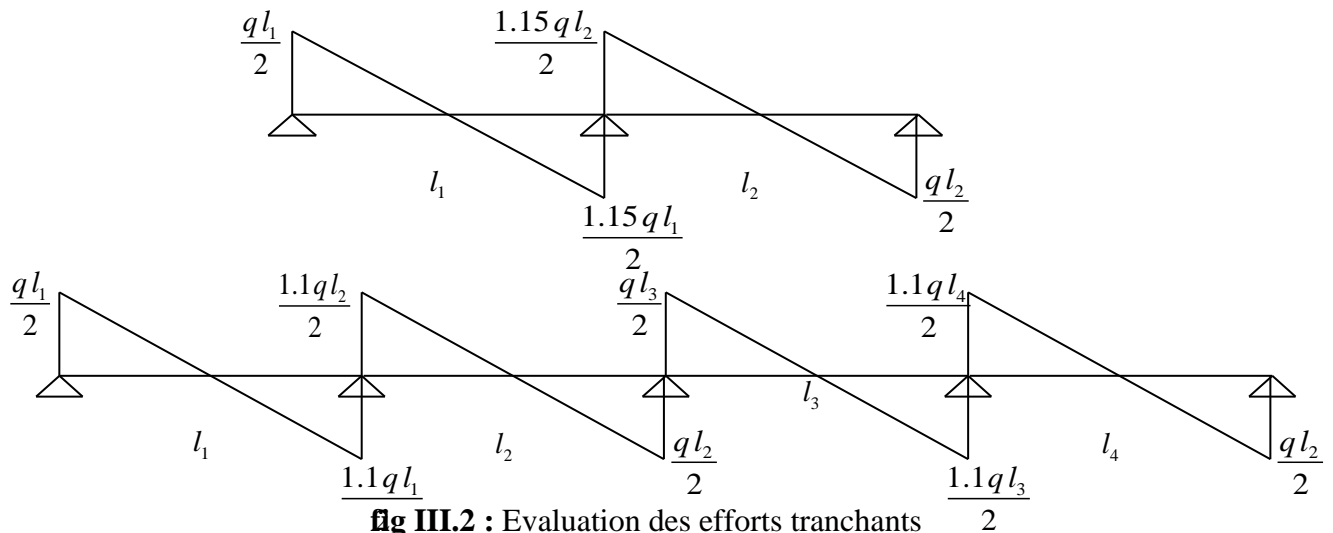


fig III.2 : Evaluation des efforts tranchants

B. Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

- Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

-Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- Moment en appuis

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

- Moment en travée

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

- L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

II.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

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

À l'ELS : $q_s = (G + Q) \times b$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$.

Tab III.1.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Plancher étage courant	5.56	1.5	6.3414	4.589
Terrasse accessible	6.62	1.5	7.27155	5.278
Etage commerce	5.56	5	9.75	6.864
Etage service	5.56	2.5	7.3164	5.239

a) poutrelles du plancher commercial :

Poutrelle de type 5 :

$P_u = 9.75 \text{ KN/m}$

$P_s = 6.864 \text{ KN/m}$

$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 0.473$

$1 + 0.3 \times \alpha = 1.1419$

$1.2 + 0.3 \times \alpha = 1.3419$

Tableau III.1.2 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 5).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.60	9.75	25.788	0.00	15.857	21.531	22.438
B-C	5.1	9.75	31.70	15.857	14.221	21.174	27.36
C-D	5.4	9.75	35.54	14.221	15.845	25.565	26.336
D-E	5.7	9.75	39.597	15.845	15.845	29.408	27.799
E-F	5.7	9.75	39.597	15.845	19.807	27.408	27.799
F-G	5.4	9.75	35.54	19.807	0.00	30.694	30.336

Tableau III.1.3 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial (type 5).

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.6	6.864	18.155	0.00	11.159	15.152	22.438
B-C	5.1	6.864	22.317	11.159	10.008	14.9	27.36
C-D	5.4	6.864	25.019	10.008	11.15	17.99	26.336
D-E	5.7	6.864	27.876	11.15	11.15	20.682	27.799
E-F	5.7	6.864	27.876	11.15	13.938	19.288	27.799
F-G	5.4	6.864	25.019	13.938	0.00	21.6	30.336

Poutrelle de type 2 :

Tableau III.1.4 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 2).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.6	9.75	25.799	0.00	19.028	19.946	22.434
B-C	5.1	9.75	31.712	19.028	0.00	26.699	28.604

Tableau III.1.5 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerciale (type 2).

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.6	6.864	18.155	0.00	13.39	14.036	15.787
B-C	5.1	6.864	22.317	13.39	0.00	18.789	17.503

Poutrelle de type 3 :

Tableau III.1.6 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial (type 3)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	5.7	9.75	39.613	0.00	23.768	33.35	27.799
B-C	5.7	9.75	39.613	23.768	0.00	33.35	31.969

Tableau III.1.7 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial (type 3)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	5.7	6.864	27.876	0.00	16.726	23.469	19.5624
B-C	5.7	6.864	27.876	16.726	0.00	23.469	22.496

b) Poutrelles du Plancher terrasse accessible :

Poutrelle de type 2 :

$P_u = 7.27 \text{ KN/m}$

$P_s = 5.278 \text{ KN/m}$

$G = 6.62 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}$

$\alpha = 0.186$

Tableau III.1.8 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.6	7.27	19.234	0	14.186	13.208	16.721
B-C	5.1	7.27	23.643	14.186	0	17.862	18.5385

Tableau III.1.9 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 2).

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.6	5.278	13.96	0	10.296	9.587	12.1394
B-C	5.1	5.278	17.16	10.296	0	12.964	13.4589

Poutrelle de type 2 :

Tableau III.1.10 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	5.7	7.27	29.533	0	17.72	22.312	23.827
B-C	5.7	7.27	29.533	17.72	0	22.312	20.7195

Tableau III.1.11 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3).

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	5.7	5.278	21.435	0	12.861	16.194	17.3
B-C	5.7	5.278	21.435	12.861	0	16.194	15.0423

Poutrelle de type 5 :

Tableau III.1.12 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 5).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.60	7.27	19.234	0.00	11.822	14.39	20.398
B-C	5.1	7.27	23.643	11.822	10.602	13.743	19.725
C-D	5.4	7.27	26.506	10.602	11.813	16.77	20.725
D-E	5.7	7.27	29.533	11.813	11.813	19.359	20.725
E-F	5.7	7.27	29.533	11.813	14.762	17.882	22.798
F-G	5.4	7.27	26.506	14.762	0.00	20.594	19.63

Tableau III.1.13 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 5).

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.6	5.278	18.155	0.00	11.159	10.445	12.1394
B-C	5.1	5.278	22.317	11.159	10.008	9.975	15.477
C-D	5.4	5.278	25.019	10.008	11.15	12.171	16.388

D-E	5.7	5.278	27.876	11.15	11.15	14.051	17.28
E-F	5.7	5.278	27.876	11.15	13.938	12.979	17.28
F-G	5.4	5.278	25.019	13.938	0.00	14.947	16.388

Poutrelle de type 6 :

Tableau III.1.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.60	7.27	19.234	0.00	11.822	14.39	16.726
B-C	5.1	7.27	23.643	11.822	10.602	13.743	20.398
C-D	5.4	7.27	26.506	10.602	11.813	16.77	19.634
D-E	5.7	7.27	29.533	11.813	14.762	17.882	22.798
E-F	5.7	7.27	29.533	14.762	0.00	23.782	20.725

Tableau III.1.15 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6).

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.6	5.278	13.96	0.00	8.58	10.445	13.96
B-C	5.1	5.278	17.16	8.58	7.695	9.975	15.477
C-D	5.4	5.278	19.238	7.695	8.574	12.171	16.388
D-E	5.7	5.278	21.435	8.574	10.718	12.979	17.28
E-F	5.7	5.278	21.435	10.718	0.00	17.266	17.28

c) Poutrelles du Plancher d'habitation :

Poutrelle de type 5 :

$P_u = 6.3414 \text{ KN/m}$

$P_s = 4.589 \text{ KN/m}$

$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 0.212$

$1 + 0.3 \times \alpha = 1.0636$

$1.2 + 0.3 \times \alpha = 1.2636$

Tableau III.1.116 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 5).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	4.6	6.3414	16.772	0	10.308	12.685	14.584
B-C	5.1	6.3414	20.616	10.308	9.245	12.151	17.787
C-D	5.4	6.3414	23.113	9.245	10.301	14.81	17.121
D-E	5.7	6.3414	25.752	10.301	10.301	17.089	18.072
E-F	5.7	6.3414	25.752	10.301	12.876	15.801	19.879
F-G	5.4	6.3414	23.113	12.876	0	18.145	16.06

Tableau III.1.17 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 5).

Travée	L (m)	P_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
A-B	4.6	4.589	12.138	0	7.46	9.18	10.55
B-C	5.1	4.589	14.92	7.46	6.691	8.793	12.05
C-D	5.4	4.589	16.727	6.691	7.455	10.718	11.02
D-E	5.7	4.589	18.637	7.455	7.455	12.367	11.62
E-F	5.7	4.589	18.637	7.455	9.319	11.435	15.04
F-E	5.4	4.589	16.727	9.319	0	13.131	15.04

Poutrelle de type 3 :

Tableau III.1.18 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 3).

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
A-B	5.7	6.3414	25.752	0.00	15.451	19.664	15.84
B-C	5.7	6.3414	25.752	15.451	0.00	19.664	17.53

Tableau III.1.19 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 3).

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
A-B	5.7	4.589	18.637	0.00	11.182	14.231	10.96
B-C	5.7	4.589	18.637	11.182	0.00	14.231	12.68

Poutrelle de type 4 et 1 :

Tableau III.1.20 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 1et4).

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
A-B	5.4	6.3414	23.713	0	12.876	18.145	17.121
B-C	5.7	6.3414	25.752	12.876	12.876	14.514	19.879
C-D	5.7	6.3414	25.752	12.876	0.00	20.952	18.072

Tableau III.1.21 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 1et4).

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
A-B	5.4	4.589	16.727	0.00	9.319	13.131	12.40
B-C	5.7	4.589	18.637	9.319	9.319	10.503	14.24
C-D	5.7	4.589	18.637	9.319	0.00	15.163	15.04

d) Poutrelles étage entre sol (service bureaux) :

Poutrelle de type 3 :

$P_u = 7.3164 \text{ KN/m}$

$P_s = 5.239 \text{ KN/m}$

$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$

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

$\alpha = 0.310$

$$1 + 0.3 \times \alpha = 1.093$$

$$1.2 + 0.3 \times \alpha = 1.293$$

Tableau III.1.22 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service et bureaux (type 3).

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	5.7	7.3164	29.712	0	17.827	23.562	20.851
B-C	5.7	7.3164	29.712	17.827	0	23.562	23.851

Tableau III.1.23 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service et bureaux (type 3)

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
A-B	5.7	5.239	21.277	0	12.766	16.873	17.17
B-C	5.7	5.239	21.277	12.766	0	16.873	14.93

Tableau récapitulat

Tableau III.1.24 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.if .

Types de planchers Sollicitations	ELU			ELS		
	max M _{appui} (KN.m)	max M _{trav} (KN.m)	V ^{max} (KN)	max M _{appui} (KN.m)	max M _{trav} (KN.m)	V ^{max} (KN)
Plancher terrasse accessible	17.72	22.312	23.827	12.861	16.194	17.3
Plancher service et bureaux	17.827	23.562	23.851	12.766	16.194	17.17
Plancher d'habitation	12.876	20.952	19.879	9.319	15.163	15.04
Plancher commercial	23.768	33.35	31.969	16.726	23.469	22.496

II .1.1.3. Calcul des sollicitations

- Calcul de la poutrelle type 3 du plancher étage commerce :
- Methode de calcul des poutrelles :

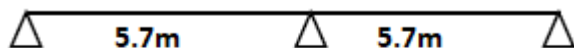


Fig III.1.3: Schéma de poutrelle type 3

❖ **La méthode forfaitaire :**

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

▪ **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) KN / m^2$.
- ➔ Plancher terrasse accessible :

$$G = 6.62KN / m^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 6.62; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

→ Plancher étage service :

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 5.56; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

→ Plancher étage courant :

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.56; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

→ Plancher étage commercial :

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 5.56; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

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

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

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{5.7}{5.7} = 1 \leq 1.25 \quad \text{Vérfiée.}$$

• Fissuration peu nuisible Vérfiée.

▪ **Principe de la méthode forfaitaire**

CBA 93 (Chap B 6.2.2.1)

• **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.75 \times 5.7^2}{8} = 39.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 39.60 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = 27.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 27.87 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

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

Appuis intermédiaires :

À l'LEU :

$$M_B = 0.6 \times M_{BC}^0 = 0.6 \times 39.60 = 23.76 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = 0.6 \times M_{BC}^0 = 0.6 \times 27.87 = 16.7222 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{1+5.56} = 0.473$$

$$\alpha = 0,473 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,1419. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,3419. \end{cases}$$

À l'ELU :

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

Travée A-B

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,473}{2} M_0 \dots\dots\dots(1) \\ M_{tAB} \geq 26,53KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{M_g + M_d}{2} (1 + 0,3\alpha)M_0 \dots\dots\dots(2) \\ M_{tab} \geq 33,33KN.m \end{cases}$$

Travée B-C :

$$M_t \geq 33,33KN.m$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$M_t \geq 9,78KN.m$$

$$M_t \geq 8,15KN.m$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 9,95KN.m \\ M_t \geq 8,25KN.m \end{cases}$$

• **Les efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{9,75 \times 5,7}{2} = 27,78KN$$

$$V_B = -1,15 \times V_A = -31,95KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1,15 \times \frac{9,75 \times 5,7}{2} = 31,95KN$$

$$V_C = -27,78N$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6,864 \times 5,7}{2} = 19,56KN$$

$$V_B = 1,15 \times V_A = -22,494KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.864 \times 5.7}{2} = 22.43 \text{KN}$$

$$V_C = -19.56 \text{KN}$$

Tableau III.1.25 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse commerce.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.70	9.75	39.597	0.00	23.76	33.33	27.78	31.95
B-C	5.70	9.75	39.597	23.76	0.00	33.33	31.95	31.95

Tableau III.1.26 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse commerce.
(Type 2).

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.7	6.864	27.876	0.00	16.73	23.469	19.56	22.494
B-C	5.7	6.864	27.876	16.73	0.00	23.469	22.494	19.56

II .1.1.4. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 4 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 33.33 \text{KN.m}$$

$$M_{Travée}^{Max} = 23.469 \text{KN.m}$$

A l'ELU : $M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -5.94 \text{KN.m}(\text{rive}) \\ -23.76 \text{KN.m}(\text{int erne}) \end{cases}$ A l'ELS : $M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -4.1805 \text{KN.m}(\text{Rive}) \\ -16.722 \text{KN.m}(\text{int erne}) \end{cases}$

$$V^{Max} = 31.96 \text{KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65 \text{cm}$
- $h_0 = 4 \text{cm}$
- $h = 24 \text{cm}$
- $H = 20 \text{cm}$
- $b_0 = 12 \text{cm}$
- $d = 22 \text{cm}$

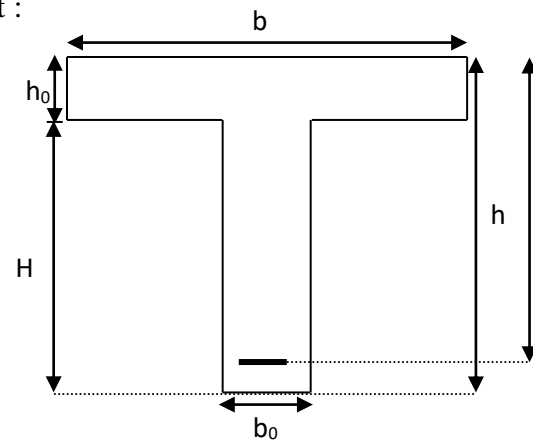


Figure II.4 : Schéma poutrelle

A-calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

Armatures longitudinales**a. Ferrailage en travée**

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 33.35 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33.35 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.0746$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0746$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.097$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.211 \text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 4.54 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 3\phi 14 = 4.62 \text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72 \text{cm}^2$$

$A_s = 4.62 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

b. Ferrailage en appuis**-Appuis intermédiaire**

$$M_{Interne}^a = 23.76 \text{KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.12 \times 0.24) \text{m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.288$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.436$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.181 \text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 3.77 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 2\phi 16 = 4.02 \text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{cm}^2$$

$A_s = 4.02 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

-Appuis de rive

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.12 \times 0.24) \text{m}^2$.

$$M_{Rive}^a = -5.94 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.072$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0934$$

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

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.80 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 1\phi 12 = 1.13 \text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.31 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.13cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b_0 * d} = \frac{31.96 * 10^{-3}}{0.12 * 0.22} = 1.21MPa$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = \min(3.25; 4MPa) = 3.25MPa$$

$\tau_U = 1.21MPa \leq \bar{\tau} = 3.25MPa$ Condition vérifiée.

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 1.13 + 4.02 = 5.15 cm^2$$

$$A_l = 5.15cm^2 \geq \frac{1.15 \times 31.96 \times 10^{-3}}{400} = 0.9188cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [31.96 - \frac{23.76}{0.9 \times 0.22}] \times 10^{-3} = -2.23cm^2 \Rightarrow A_l \geq -2.23 cm^2 \quad \text{aucune vérification à faire.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{31.96 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.12)}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.64MPa < \bar{\tau} = 3.25MPa$$

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6.8mm.$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57cm^2$

Calcul de l'espacement

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 19.8cm \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 47.5cm \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 24.12 \end{array} \right.$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: $St = 15 cm$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants

Tab III.2 : Ferrailage des poutrelles plancher poutrelles du plancher commercial.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.0658	0.085	0.212	3.976	2HA14+1HA12=4.21	1.72	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0133	0.0167	0.218	0.78	1HA12=1.13	0.318		
	App int	0.044	0.056	0.215	2.65	2HA14=3.08	0.318		
02	Travée	0.0597	0.077	0.213	3.598	2HA14+1HA12=4.21	1.72		
	App Rive	0.0106	0.01338	0.2188	0.624	1HA12=1.13	0.318		
	App int	0.0426	0.0544	0.215	2.54	2HA14=3.08	0.318		
03	Travée	0.0746	0.0970	0.211	4.54	3HA14=4.62	1.72		
	App rive	0.072	0.0934	0.211	0.80	1HA12=1.13	0.32		
	App int	0.288	0.436	0.181	3.77	2HA16=4.02	0.318		

Tab III.3 : Ferrailage des poutrelles plancher poutrelles du plancher service et bureaux.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.0527	0.0677	0.214	3.16	3HA12=3.39	1.72	0.57	Etrier HA6
	App Rive	0.0098	0.01228	0.218	0.57	1HA10=0.79	0.318		
	App int	0.0399	0.0509	0.215	2.38	1HA14+1HA12=2.67	0.318		

Tab III.4: Ferrailage des poutrelles plancher terrasse accessible

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.0387	0.049	0.216	2.30	3HA10=2.36	1.72	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.00794	0.0097	0.219	0.465	1HA8=0.5	0.318		
	App int	0.0317	0.040	0.216	1.88	2HA12=2.26	0.318		
02	Travée	0.0499	0.064	0.214	3	3HA12=3.39	1.72		
	App rive	0.0099	0.0124	0.218	0.58	1HA10=0.79	0.318		
	App int	0.0396	0.0505	0.215	2.36	1HA14+1HA12=2.67	0.318		
03	Travée	0.0433	0.0553	0.215	2.58	1HA12+2HA10=2.7	1.72		
	App rive	0.0099	0.0124	0.218	0.58	1HA10=0.79	0.318		
	App int	0.033	0.0419	0.216	1.96	2HA12=2.26	0.318		
04	Travée	0.053	0.0684	0.214	3.19	3HA12=3.39	1.72		
	App rive	0.0099	0.0125	0.219	0.58	1HA10=0.79	0.318		
	App int	0.033	0.042	0.216	1.96	2HA12=2.26	0.318		

Tab III.5: Ferrailage des poutrelles plancher poutrelles du plancher d'habitation.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.0406	0.0256	0.217	2.39	2HA12+1HA10=3.05	1.72	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.00864	0.0108	0.219	0.5	1HA10=0.79	0.318		
	App int	0.0288	0.0365	0.216	1.71	2HA12=2.26	0.318		
02	Travée	0.044	0.0562	0.215	2.62	2HA12+1HA10=3.05	1.72		
	App Rive	0.00864	0.0108	0.219	0.5	1HA10=0.79	0.318		
	App int	0.0345	0.0438	0.216	2.05	2HA12=2.26	0.318		
03	Travée	0.0469	0.060	0.215	2.80	2HA12+1HA10=3.05	1.72		
	App rive	0.0086	0.0108	0.219	0.50	1HA10=0.79	0.318		
	App int	0.0288	0.0365	0.217	1.71	2HA12=2.26	0.318		

B-Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

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

En travée

$$M_{ser}=23.469 \text{ KN.m ; } A=4.62 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 4.62 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -7.274 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 6.1 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 22274.04 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{23.469 \times 6.1 \times 10^3}{22274.04} = 6.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 16.726 \text{ KN.m} ; A = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 4.44 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 20523.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{16.726 \times 4.4 \times 10^3}{20523.05} = 3.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Appuis de rive

$$M_{ser} = 4.1814 \text{ KN.m} ; A = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 1.57 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7412.019 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.1814 \times 6.596 \times 10^3}{5169.844} = 0.886 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tab III.6: Vérification des contraintes dans le béton

Etage	type	position	M _{ser} Kn.m	As Cm ²	Y(cm)	I (Cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	vérification
étage commerce	01	travée	23.469	4.62	6.1	22274.04	6.42	15	vérifiée
		App inter	-16.726	4.02	4.44	20523.05	3.58	15	vérifiée
		App rive	-4.1814	1.13	1.57	7412.019	0.885	15	vérifiée
Etage	02	travée	16.873	3.39	5.52	20193.57	4.89	15	vérifiée

service		App rive	-3.19	0.79	5.67	3889.16	4.65	15	Vérifiée
		App int	-12.766	2.67	4.66	12667.32	4.69	15	vérifiée
Terrasse accessible	03	Travée	16.194	3.39	4.24	17690.28	3.88	15	vérifiée
		App inter	-12.861	2.67	4.66	12667.32	4.73	15	vérifiée
		App rive	-3.21	0.79	5.67	3889.96	4.67	15	vérifiée
Etage habitation	04	travée	15.136	3.05	4.97	15679.92	4.79	15	vérifiée
		App inter	-9.319	2.26	4.3	10666.56	3.75	15	vérifiée
		App rive	-2.8	0.79	5.67	3889.16	4.08	15	vérifiée

c) Vérification de la flèche

D’après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type ‘1’ de la terrasse car c’est elle qui a la travée la plus grande (L=5.7 m).

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{570} = 0.042$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$\frac{1}{16} = 0.0625 > \frac{h}{L} = 0.042 \Rightarrow$ La première condition n’est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d’après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l’ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche instantanée due à l’ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l’ensemble des charges permanentes et surcharge d’exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

On a une travée inférieure a 5m donc la flèche admissible (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5 \Rightarrow$

$$f_{adm} = \frac{570}{1000} + 0.5 = 1.07 \text{ cm}.$$

Les propriétés de la section :

$$y = 6.1 \text{ cm} ; I = 22274 \text{ cm}^4 ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ MPa}.$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 4.62 = 1369.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1369.3} \times \left(\frac{65 \times 24^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 22 \right) \Rightarrow V_1 = 14.78 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - 14.78 \Rightarrow V_2 = 9.22 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (14.78^3 + 9.22^3) + 15 \times 4.62 \times (9.22 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 95660.37 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{12 \times 22} = 0.0175$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0175 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.31$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.924$$

• **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.2 = 2.08 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.56 = 3.614 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.56 + 5) = 6.864 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.614 \times 5.7^2}{8} = 11 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.08 \times 5.7^2}{8} = 6.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.864 \times 5.7^2}{8} = 20.90 \text{ KN.m}$$

• Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{6.33 \times (0.22 - 0.061) \times 10^5}{22274} \Rightarrow \sigma_{js} = 67.778 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{11 \times (0.22 - 0.061) \times 10^5}{22274} \Rightarrow \sigma_{gs} = 117.783 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{20.90 \times (0.22 - 0.061) \times 10^5}{22274} \Rightarrow \sigma_{ps} = 223.78 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 117.783 + 2.1} = 0.6447$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 67.778 + 2.1} = 0.463$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 223.78 + 2.1} = 0.79$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 95660.37}{1 + 2.31 \times 0.463} = 50845.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 95660}{1 + 2.31 \times 0.6447} = 42272.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 95660}{1 + 2.31 \times 0.79} = 37249.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 95660}{1 + 0.924 \times 0.6447} = 65943.35 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{6.33 \times 5.7^2}{10 \times 32164.19 \times 50845.56} \times 10^7 = 0.1257 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{11 \times 5.7^2}{10 \times 32164.19 \times 42272.05} \times 10^7 = 0.263 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvig}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{11 \times 5.7^2}{10 \times 10721.39 \times 42272.05} \times 10^7 = 0.789 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{20.90 \times 5.7^2}{10 \times 32164.19 \times 37249.46} \times 10^7 = 0.567 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.789 + 0.567 - 0.263 - 0.1257 = 0.9673 \text{ cm} < f_{adm} = 1.07 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

b) Etat limite de déformation :

Tableau III.7 Vérification des états limites de déformation.

	type	q_{jser} KN/m	q_{gser} KN/m	q_{pser} KN/m	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 Cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
Terrasse accessible	2,3,5,6	2.08	4.303	5.278	6.33	13.10	16.07	79455	0.0128	3.20	1.28
Plancher d'habitation	1,2,3,4,5,6	2.08	3.614	4.589	6.33	11	13.97	79455	0.0115	3.558	1.423
Plancher commercial	2,3,5	2.08	3.614	6.864	6.33	11	20.90	95660.37	0.0175	2.31	0.924
Plancher service	2,3,5	2.08	3.614	5.239	6.33	11	15.95	79965	0.0128	3.2	1.28

	type	I_{fv} Cm ⁴	f_{ji} mm	f_{gi} mm	f_{pi} mm	f_{gv} mm	Δf mm	f_{adm} mm
Terrasse accessible	2,3,5,6	46391	1.834	4.876	6.262	8.561	8.113	10.7
Plancher	1,2,3,4,	45524	1.944	4.198	5.69	7.327	6.876	10.7

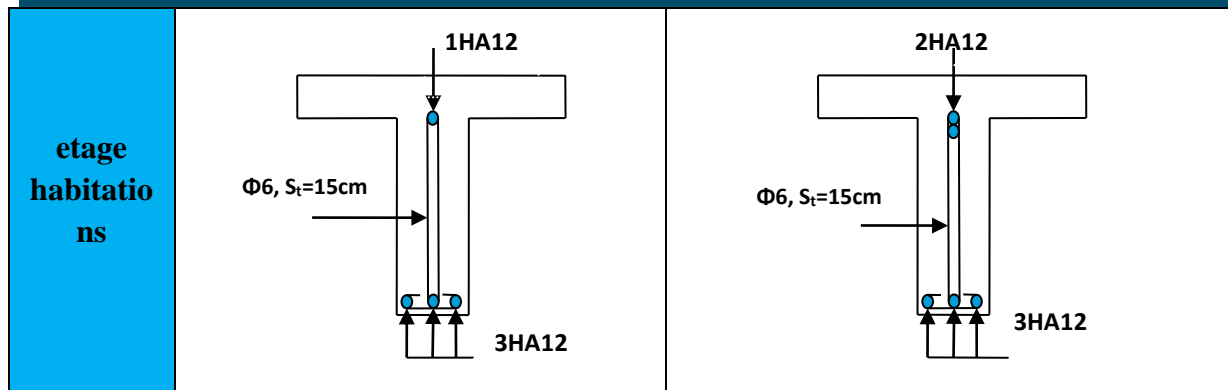
d'habitation	5,6								
Plancher commercial	2,3 5	65943.35	1.257	2.63	5.67	7.89	9.673	10.7	
Plancher service	2,3 5	49816	1.665	3.684	5.947	6.696	7.294	10.7	

	type	σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	$I_{f_{ij}}$ Cm ⁴	$I_{f_{ig}}$ Cm ⁴	$I_{f_{ip}}$ Cm ⁴
Terrasse accessible	2,3 5 ;6	95.394	197.34 6	242.06 2	0.474	0.699	0.747	34894	27147	25931
Plancher d'habitation	1,2,3 4,5,6	103.21	179.33	227.71	0.46	0.64	0.70	32919	26487	24811
Plancher commercial	2,3 5	67.778	117.78 3	223.78	0.463	0.6447	0.79	50845.56	42272.05	37249.4 6
Plancher service	2,3 5	78.87	137.04	198.66	0.4	0.59	0.7	38429	30183	27103

Schéma de ferrailage des poutrelles

Tab III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Commerc e		
Etage service et terrasse accessible		



II.1.2. Etude de la dalle de compression

-Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé $TS\phi 5(150 \times 150)$

Schéma de ferrailage de la dalle de compression



Fig III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.2. Planchers dalles pleines

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent ;

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- Dalle console.

L_x : la plus petite dimension du panneau

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

Dans notre cas on a trois types de dalles : dalle sur 3 appuis (D1) et dalle console (D3), Dalle sur 2 appuis(D2).

II.2.1.Dalle sur trois appui (D1)

• **Calcul du chargement**

$G=5.11\text{KN/m}^2$; $Q=5\text{KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 5 = 14.4\text{KN/ml.} \\ q_s = 5.11 + 5 = 10.11\text{KN/ml.} \end{array} \right.$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.69}{5.1} = 0.33 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail selon

$\nu = 0$ et $\rho = 0.33$

$\frac{L_x}{2} = \frac{5.10}{2} = 2.55 \quad L_x < \frac{L_y}{2}$

• **Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

A L'ELU :

$$M_{0x} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} = \frac{14.4 \times 1.69^2 \times 5.1}{2} - \frac{2 \times 14.4 \times 1.69^3}{3} = 58.54\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{P \times L_x}{6} = \frac{14.4 \times 1.69}{6} = 11.58\text{KN.m}$$

A L'ELS :

$M_{0x}=41.1\text{KN.m} \quad ; \quad M_{0y}= 8.13\text{KN.m}$

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

- **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = 0.75M_{0u}^x = 43.90\text{KN.m / ml} \\ M_u^y = 0.75M_{0u}^y = 8.68\text{KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = 0.75M_{0ser}^x = 30.82\text{KN.m / ml} \\ M_{ser}^y = 0.75M_{0ser}^y = 6.09\text{KN.m / ml} \end{array} \right.$$

- **En appuis**

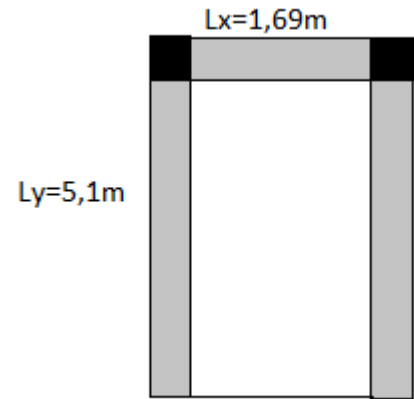


Fig.III.6 :panneau de dalle D1

deux sens l_x et l_y

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = -0.3M_{0u}^x = -17.58 \text{ KN.m / ml} \\ M_u^y = -0.3M_{0u}^y = -3.47 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = -0.3M_{0ser}^x = -12.33 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^y = -2.44 \text{ KN.m / ml} \end{array} \right.$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = V_x = \frac{14.40 \times 1.69}{2} \times \frac{5.1^4}{1.69^4 + 5.1^4} = 12.02 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P \times Ly}{2} \times \frac{Lx^4}{Lx^4 + Ly^4} = V_y = \frac{14.40 \times 5.1}{2} \times \frac{1.69^4}{1.69^4 + 5.1^4} = 0.43 \text{ KN}$$

- Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml. Et $d=12\text{cm}$

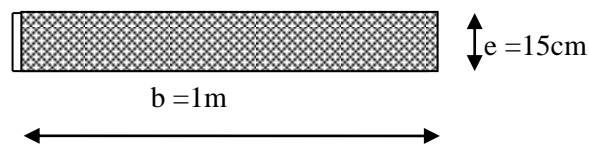


Fig. III.7: Section de la dalle pleine à ferrailer

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

Tab III.10: Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis(D1)

	En travée				
	M (KN.m)	A calculé (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x	43.90	10.60	1.2	10HA14=15.39	10
Sens y	8.68	2.13	1.2	5HA10=3.93	20
	En appuis				
	M	A calculé	A _{min}	A adopté	S _t
Sens x	17.56	4.42	1.2	5HA14=7.70	20
Sens y	3.47	0.84	1.2	5HA10=3.93	20

$e \geq 12\text{cm}$ et $\rho < 0.4$ donc

$$A_{x \text{ min}} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ min}} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{ cm}^2$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des espacements

En Travée :

Sens x : $S_t = 10cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 20cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm$ condition vérifiée

En Appuis :

Sens x : $S_t = 20cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 20cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires

En travée : $A_y = 3.93cm^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{15.39}{4} = 3.84cm^2$ vérifier

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.11 MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (D1), on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tab III.11: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	remarque
En travée x-x	30.82	5.48	15299.07	11.03	15	197.01	201.6	Vérifiée
En travée y-y	6.09	3.21	5657.257	3.45	15	141.93	201.6	Vérifiée
En appui x-x	12.33	4.23	9495.96	5.5	15	141.93	201.6	Vérifiée
En appui y-y	2.44	3.21	5657.257	1.38	15	56.86	201.6	Vérifiée

Vérification de la flèche

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

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{510} = 0.029 < \frac{1}{16}$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges .

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ Pour une portée inférieure

a 5m la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500}$

Selon y-y :

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01cm$$

Selon x-x :

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{169}{500} = 0.338cm$$

TabIII.12 : résumés des calculs

	ρ	λ_i	λ_v	$I_0(cm^4)$	$B(cm^2)$	$V_1(cm)$	$V_2(cm)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$
Sens xx	0.012	1.637	0.654	46950.62	1730.85	8.10	6.9	5.48	15299.07
Sens yy	0.00261	8.02	3.20	32285.58	1574.1	7.63	7.37	2.92	4441.05

Calcul de la flèche :

TabIII.13 :Vérification de la flèche dans le sens (x-x) ;(y-y).

	Sens xx	Sens yy
	Calcul des charges	
q_{jser} (KN/m)	2.81	2.81

q_{gser} (KN/m)	3.3215	3.3215
q_{pser} (KN/m)	5.055	5.055
Calcul des moments		
M_{jser} (KN.m)	8.56	1.69
M_{gser} (KN.m)	10.12	2
M_{pser} (KN.m)	15.41	3.04
Calcul des contraintes		
δ_{sj} (MPa)	54.72	48.97
δ_{sg} (MPa)	64.69	57.88
δ_{sp} (MPa)	98.45	3.04
Calcul de μ		
μ	0.25	0
μ	0.32	0
μ	0.48	0
Calcul de I_f		
I_{fij} (cm ⁴)	25565.8	31987
I_{fig} (cm ⁴)	23629.4	31987
I_{fip} (cm ⁴)	20090.2	31987
I_{fvg} (cm ⁴)	29799.2	31987
Calcul de f		
f_{ij} (mm)	0.294	0.424

$f_{ig}(mm)$	0.377	0.502
$f_{ip}(mm)$	0.675	0.764
$f_{vg}(mm)$	0.897	1.506
Calcul de Δf		
$\Delta f(mm)$	0.9	1.34
f_{adm}		
$f_{adm}(mm)$	3.38	10.1

Selon x-x :

La flèche totale $\Delta f_t = 0.09cm < f_{adm} = 0.38cm$ vérifiée

Selon y-y : La flèche totale $\Delta f_t = 0.134cm < f_{adm} = 1.01cm$ vérifiée

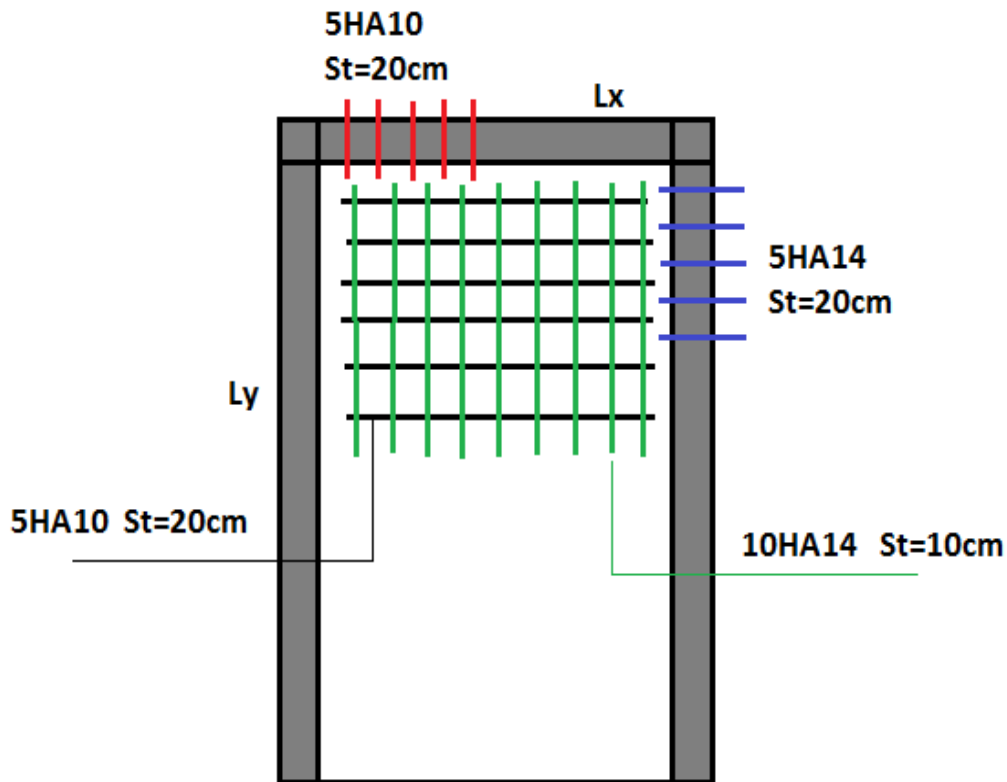


Fig III.8 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur appuis trois D1

II.2.2. Dalle sur deux appuis D2

• Calcul du chargement

$$L_x=5\text{m} \quad L_y=5.1\text{m} \quad e=15\text{cm}$$

$$G=5.11\text{KN/m}^2; Q=5.1\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 5 = 14.39 \text{KN/ml.} \\ q_s = 5.11 + 5 = 10.11 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.1} = 0.98 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle}$$

travail selon deux sens l_x et l_y

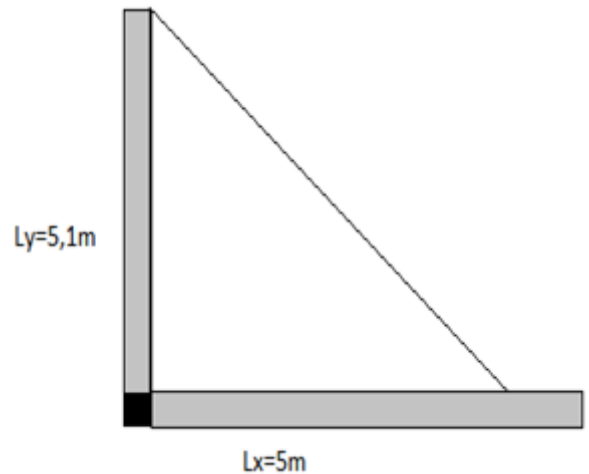


Fig III.9 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$$

• Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0384 \times 14.39 \times 5^2 = 13.81 \text{KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9545 \times 13.8144 = 13.18 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0457 \times 10.11 \times 5^2 = 11.55 \text{KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9694 \times 11.55 = 11.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 11.74 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 11.20 \text{KN.m} \\ M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 9.81 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 9.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = -0.3 M_{0u}^x = -4.14 \text{KN.m} \\ M_u^y = -0.3 M_{0u}^y = -3.95 \text{KN.m} \\ M_{ser}^x = -0.3 M_{0ser}^x = -3.465 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = -0.3 M_{0ser}^y = -3.357 \text{KN.m} \end{cases} ==$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = V_x = \frac{14.39 \times 5}{2} \times \frac{5.1^4}{5^4 + 5.1^4} = 18.69 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{P \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = V_y = \frac{14.40 \times 5.1}{2} \times \frac{5^4}{5^4 + 5.1^4} = 17.62 \text{KN}$$

Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi \leq 15mm$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

Tab III.14: Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis(D2)

sens		M(kn. m)	μ_{bu}	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{opt}(cm^2/ml)$	St(cm)
travée	x-x	11.74	0.0574	0.116	2.90	1.21	5HA12=5.65	20
	y-y	11.20	0.0547	0.116	2.77	1.2	5HA12=5.65	20
sens		M(kn. m)	μ_{bu}	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{opt}(cm^2/ml)$	St(cm)
appui	x-x	4.14	0.020	0.118	1.00	1.44	4HA20=3.14	20
	y-y	3.95	0.0193	0.118	0.96	1.44	4HA10=3.14	20

Vérification de l'espacement

Sens x : $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 20cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm$ condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.15MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tab III.15: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{st} (MPa)	remarque
En travée x-x	9.81	3.66	7529.10	4.76	15	163.00	201.6	Vérifiée
En travée y-y	9.51	3.66	7529.10	4.62	15	158.01	201.6	Vérifiée
En appui x-x	3.465	2.923	4713.12	2.14	15	100.09	201.6	Vérifiée
En appui y-y	3.357	2.923	4713.12	2.08	15	96.97	201.6	Vérifiée

Vérification de la flèche

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

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{510} = 0.029 < \frac{1}{16}$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la

flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges .

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$

Selon y-y :

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01cm$$

Selon x-x :

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{500}{1000} + 0.5 = 1cm$$

TabIII.16 : résumés des calculs D2.

	ρ	λ_i	λ_v	$I_0(\text{cm}^4)$	$B(\text{cm}^2)$	$V_1(\text{cm})$	$V_2(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$
Sens xx	0.0047	4.468	1.78	29841.2	1584.75	7.74	7.26	3.66	7529.10
Sens yy	0.0047	4.468	1.78	29841.2	1584.75	7.74	7.26	3.66	7529.10

Calcul de la flèche :

TabIII.17 : Vérification de la flèche dans le sens (x-x) ;(y-y) D2.

	Sens xx	Sens yy
	Calcul des charges	
q_{jser} (KN/m)	2.81	2.81
q_{gser} (KN/m)	3.3215	3.3215
q_{pser} (KN/m)	5.055	5.055
	Calcul des moments	
M_{jser} (KN.m)	2.728	2.645
M_{gser} (KN.m)	3.225	3.126
M_{pser} (KN.m)	4.909	4.758
	Calcul des contraintes	
$\delta_{sj}(\text{MPa})$	44.916	43.542
$\delta_{sg}(\text{MPa})$	53.092	51.468
$\delta_{sp}(\text{MPa})$	8.802	78.329
	Calcul de μ	
μ	0.00	0.00

μ	0.00	0.00
μ	0.00	0.00
Calcul de I_f		
$I_{fij}(cm^4)$	32825	32825
$I_{fig}(cm^4)$	32825	32825
$I_{fip}(cm^4)$	32825	32825
$I_{fvg}(cm^4)$	32825	32825
Calcul de f		
$f_{ij}(mm)$	0.640	0.645
$f_{ig}(mm)$	0.756	0.763
$f_{ip}(mm)$	1.151	1.161
$f_{vg}(mm)$	2.270	2.290
Calcul de Δf		
$\Delta f(mm)$	2.025	2.042
f_{adm}		
$f_{adm}(mm)$	10	10.1

Selon x-x :

La flèche totale $\Delta f_t = 0.2025cm < f_{adm} = 1.00cm$ vérifiée

Selon y-y :

La flèche totale $\Delta f_t = 0.2042cm < f_{adm} = 1.01cm$ vérifiée

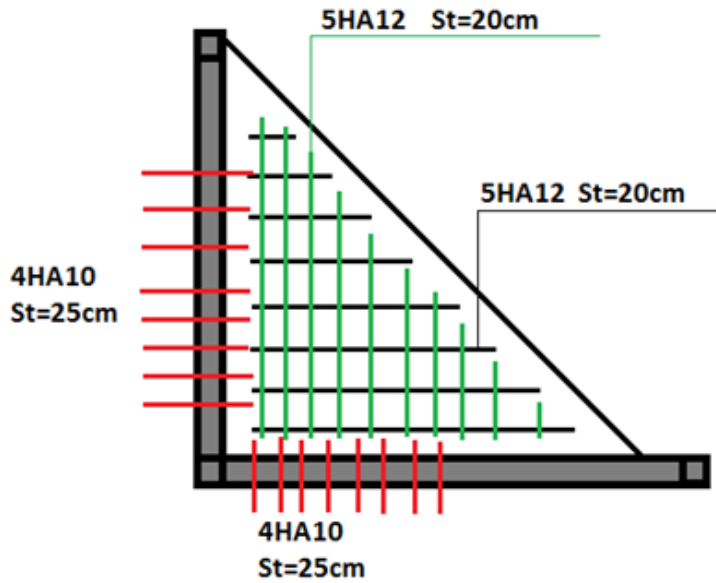


Fig. III.10: schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis D2

II.2.2. Dalle console

On étudiera la dalle la plus sollicitée c-à-d. la dalle (D3)

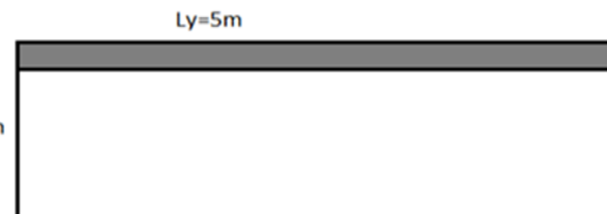
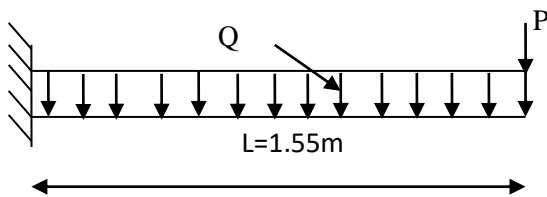


Fig.III.12:dalle sur un seul appui

Fig III.11: schéma statique de la dalle sur un seul appui

• Calcul du chargement

$G=5.11\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2$; $P=2.2\text{ KN}$

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

Pour une bande de 1m on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 1.5 = 9.1485\text{KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times 2.2 = 2.97\text{KN} \\ q_s = 5.11 + 1.5 = 6.61\text{KN/ml}; P_s = 2.2\text{KN.} \end{array} \right.$$

• Calcul des sollicitations

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 12.65\text{KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 9.217\text{KN.m/ml}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 15.50KN$$

• **Ferraillage**

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

$$A_p = \frac{M_u}{f_{st} \times z}$$

$$A_s = \frac{A_p}{3}$$

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau suivant :

Tab III.18 : Calcul du ferraillage de la dalle console (D3)

Sens	$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A (cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
Principale	12.65	3.12	1.57	5HA10=3.93	20
Secondaire	/	1.31	1.57	4HA8=2.01	25

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.119MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \Rightarrow pas \ d'armature \ transversale$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (D1), alors on ne vérifiera que la contrainte de compression dans le béton.

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

Tab III.19: vérification des contraintes

$M_{ser}(KN.m)$	$y(m)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
9.217	3.217	5657.23	5.2	15	vérifiée

Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{137} = 0.1094 > \frac{1}{16} \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.1094 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0030 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

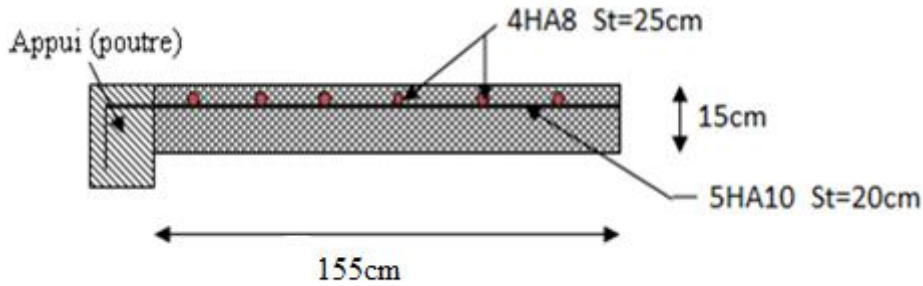


Fig. III.13: schéma de ferrailage de la dalle sur une seule appuis.

III. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieure. Son calcul se fait à la flexion simple.

Dimensionnement

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

$$\frac{l_{max}}{16} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

$$31.875 \leq h \leq 51$$

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} * 35 = 23.33 \text{ cm}$$

On opte pour une poutre de chaînage de $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$.

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

G_1 : poids de la cloison extérieur.

$$G_0 = 25 * 0.30 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 2.62 * 2.71 = 7.10 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.56 * 1.4 = 7.784 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 (G_0 + G_1 + G_{\text{plancher}}) + 1.5 * 3.2 \Rightarrow q_u = 28.43715 \text{ KN/ml}$$

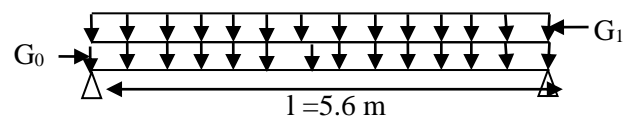


Fig. III.14: Schéma statique de la Poutre de chaînage

A l'ELS : $q_{ser} = G_0 + G_1 + G_{plancher} \Rightarrow q_{ser} = 20.709 \text{ KN/ml}$

Calcul des sollicitations

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

En travée $M_u^t = 0.85M_{0u} \Rightarrow M_u^t = 94.72 \text{ KN.m}$

$$M_{ser}^t = 0.85M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^t = 69 \text{ KN.m}$$

En appuis $M_u^a = -0.5M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -16.71 \text{ KN.m}$

$$M_{ser}^a = -0.5M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -12.17 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 79.624 \text{ KN}$$

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tab III.20 : Calcul du ferrailage de la poutre chaînage .

	$M_u(\text{KN})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	observation
En travée	94.72	9.353	3HA14+3HA16=10.65	1.19	Vérifié
En appuis	-16.71	1.45	3HA12=3.39	1.19	Vérifié

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.804 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.13 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0.804 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} \quad \text{on adopte } \phi = 8 \text{ mm}.$$

On adopte un cadre et un épingle $\phi 8$;

$$\text{Donc } A_t = 4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 29.7\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} \leq 0$$

$$S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{ cm}$.

Vérification à l'ELS

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.21: vérification des contraintes

M_{ser} (KN)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
69	14.16	85094.1	11.48	15	vérifiée

Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.0625 > \frac{1}{16} \text{ La première condition n'est pas}$$

Donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

Tab III.22: vérification de la flèche de la poutre chaînage.

$q_{j\ ser}$	$q_{g\ ser}$	$q_{p\ ser}$	$M_{j\ ser}$	$M_{g\ ser}$	$M_{p\ ser}$	I_o	P	λ	λ_v
14.2	17.504	20.709	36.1816	44.60	52.766	145567	0.0107	1.95	0.78
Q_{sj}	Q_{sg}	Q_{sp}	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}
120.16	148.11	175.23	0.49	0.564	0.617	81883.76	76256.64	72679.43	111203.19
f_{ij}	f_{gi}	f_{pi}	f_{gv}	Δ_f	F_{adm}				
0.431	0.598	0.707	1.17	0.848	1.06				

Donc la flèche est vérifiée.

Schémas de ferrailage :

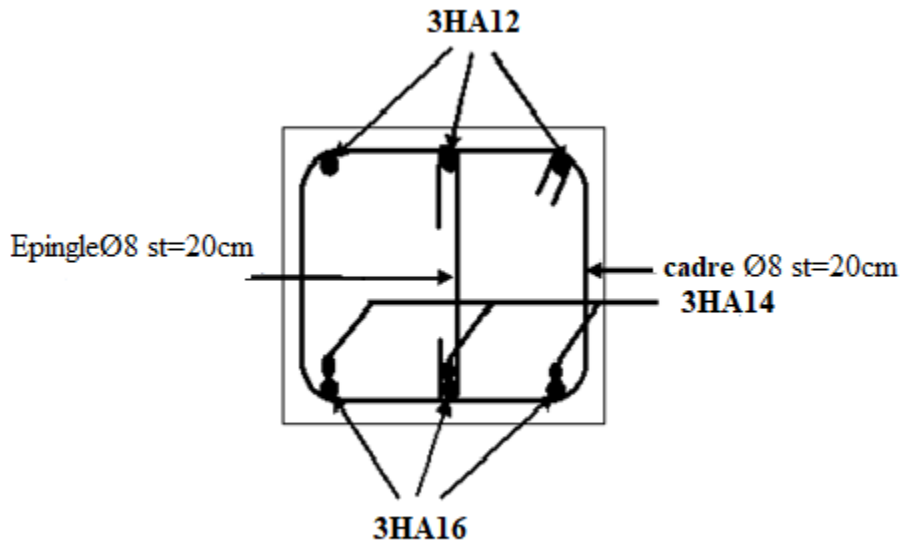


Fig III.15:schéma de ferrailage de la poutre de chaise.

IV. les Escaliers :

IV.1.1. Définition : Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé

IV.1.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 20cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 20cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

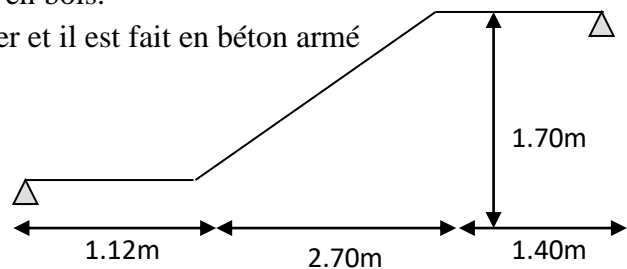


Fig III.16 Schéma statique

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 6.56KN / m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 9.26KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

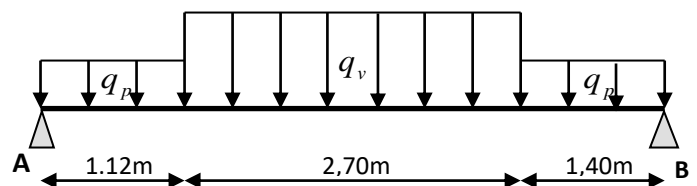


Fig III.17 Schéma statique avec chargement

❖ Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 9.26 + 1.5 \times 2.5 = 16.251 \text{KN/ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5 = 12.606 \text{KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 38.09 \text{KN}$$

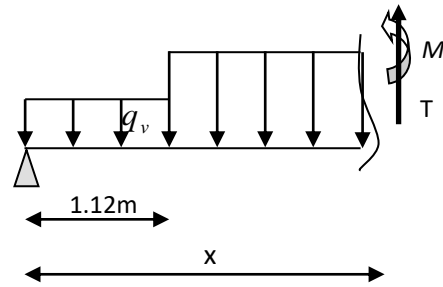
$$R_B = 37.55 \text{KN}$$

$$M_0(x = 2.59 \text{cm}) = 60.36 \text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 45.27 \text{KN.m}$$

$$M_a = 30.18 \text{KN.m}$$

$$V_{Elu} = 38.09 \text{KN}$$



b) l'ELS :

$$q_v = 9.26 + 2.5 = 11.76 \text{KN/m}$$

$$q_p = 6.56 + 2.50 = 9.06 \text{KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 27.49 \text{KN}$$

$$R_B = 27.09 \text{KN}$$

$$M_0(x = 2.59 \text{cm}) = 37.89 \text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 28.41 \text{KN.m}$$

$$M_a = 18.945 \text{KN.m}$$

$$V_{ser} = 27.49 \text{KN}$$

q_p

IV.1.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 45.27 \text{KN.m}$

En appui: $M_a = 30.18 \text{KN.m}$

- b = 100 cm.
- d = 18 cm.
- h = 20 cm.

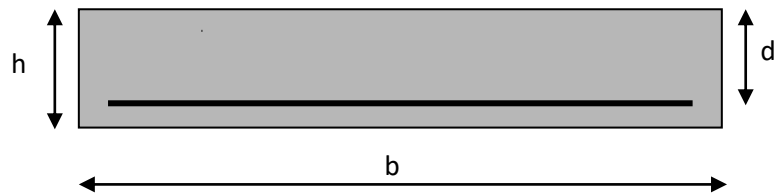


Fig III.18 Section à ferrailier

Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.23 : Résumé des résultats de ferrailage.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Bras de levier z(m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	Section choisis A _s (cm ² /ml)	espacement S _t (cm)
appui	30.18	0.0655	0.0848	0.174	4.987	5HA12=5.65	20
travée	45.27	0.098	0.130	0.170	7.623	4HA16=8.04	25

Armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{8.04}{4} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

En appuis

$$A_r^a = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'Etat Limite Ultime

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{38.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{Donc on ne met pas d'armature transversale.}$$

- **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures secondaires : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 8.04 + 5.65 = 13.69 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.44 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 38.09 \times 10^{-3}}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Vérifications à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec: } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

b = 1 m ; St = 25 cm ; n = 4 barres.

$$\Rightarrow \sum U_i = 20.096 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{27.49 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 20.096 \times 10^{-2}} = 0.844 \text{MPa.}$$

$\tau_{ser} = 0.844 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$ c'est vérifier

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$M_0(x = 2.59 \text{cm}) = 37.89 \text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 28.41 \text{KN.m}$$

$$M_a = 18.945 \text{KN.m}$$

$$V_{ser} = 27.49 \text{KN}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.24 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	28.41	24389.55	5.49	6.394	15
Appuis	18.945	18463.85	4.59	4.71	15

- **État limite de déformation**
- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{522} = 0.0383 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{522} = 0.0383 > \frac{45.27}{20 \times 60.36} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{8.04}{100 \times 18} = 0.0045 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

2. Calcul de la volée n° 2

Ce calcul se fait comme pour une poutre continue sur deux appuis. Les deux appuis étant la poutre brisée et le voile de la cage d'ascenseur.

Calcul à l'ÉLU

- G_v=9.31 KN/m
- Q =2.5 KN/m
- q =16.32KN/m

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM

qui donne ;

$$R_a=R_b=q \cdot L/2 \Rightarrow R_a=17.136 \text{ KN.}$$

$$M_0=q \cdot L^2/8 =8.9964 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_a=-0.5M_0= - 4.5\text{KNm} ; \text{ en appui.} \\ M_t= 0.75M_0=6.74\text{KNm} ; \text{ en travée.} \end{array} \right.$$

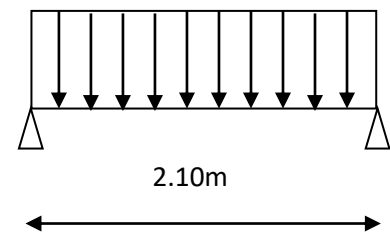


Fig : III.19 : schémas statique de la volée(2)

Ferraillage en travée (flexion simple)

$$M_t= 6.74\text{KNm} \Rightarrow A_s =1.083\text{cm}^2$$

Ferraillage en appui (flexion simple)

$$M_a=-4.5\text{KNm} \Rightarrow A_s=0.72 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}}$$

On ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_a=5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec } S_t=20\text{cm} \text{ en appui.} \\ A_t=5\text{HA}10/\text{ml} = 3.39\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ avec } S_t= 20\text{cm} \text{ en travée.} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a : } T=17.136\text{KN} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \times d} = 0.0952\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa}$$

Donc pas d'armatures transversales.

Calcul des armatures de répartition

$$A_r=A_s/4 = 3.39/4 = 0.8475 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 4\text{HA}6 \text{ p.m} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml} \text{ avec : } S_t=25\text{cm}$$

Vérification des espacements

- Armatures principales : $S_t \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 20\text{cm}$ c'est vérifié.
- Armatures secondaires : $S_t \leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25\text{cm}$ c'est vérifié.

Calcul à l'ELS

Vérification de la contrainte de compression du béton

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

$$q_v = G_v + Q = 11.81 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_0 = 6.51 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} M_a = - 0.5M_0 = 3.25\text{KNm} \text{ en appui.} \\ M_t = 0.75M_0 = 4.88\text{KNm} \text{ en travée.} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	4.88	12082.46	3.8	1.53	15
Appuis	3.25	9333.47	3.32	1.15	15

- **État limite de déformation**
 - **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

(1) $\rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{210} = 0.0952 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

(2) $\rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{210} = 0.0952 > \frac{6.74}{20 \times 8.9964} = 0.0374 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

(3) $\rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{100 \times 10} = 0.00339 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

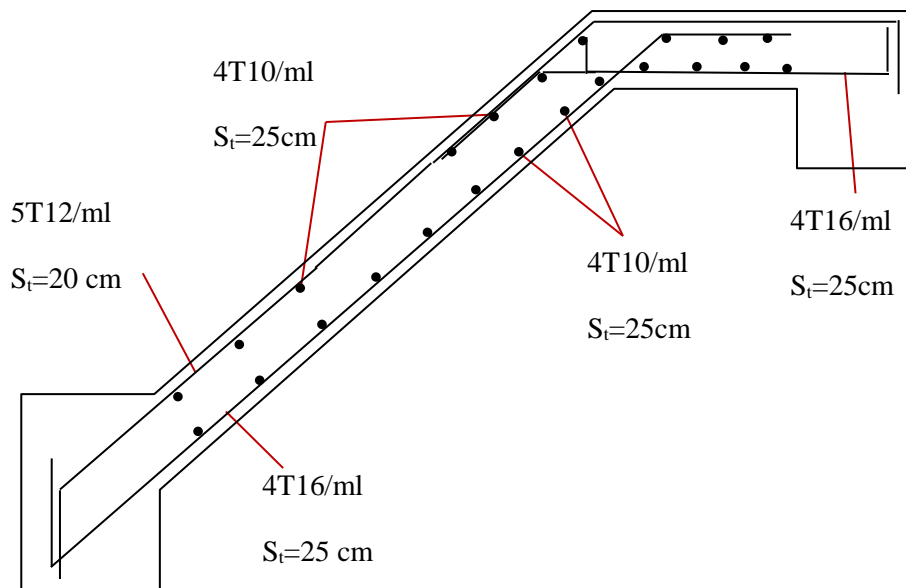


Fig. III.20. Schémas de ferrailage des volées

IV.2.Calcul de la poutre palière

Notre poutre palière elle est soumise à son poids propre, aux charge transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit

-Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{3.03}{15} \leq h \leq \frac{3.03}{10}$$

$$20.2\text{cm} \leq h \leq 30.3\text{cm}$$

Soit : $h=30\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

Exigences de RPA :

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4$$

-Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0.30 \times 0.3 / \cos 32.19 = 2.66 \text{ KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_a = 38.09 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_b = 37.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 2.66) + 37.55 = 44.1785 \text{ KN}$$

$$M_0 = (44.1785 \times [3.03]^2) / 8 = 50.699 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 66.93 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

	Moment (kN.m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$	$\tau_{FS} (MPa)$
En travée	$0.85M_0 = 43.094$	4.752	2HA14+1HA16=5.09	0.83
En appui	$0.4M_0 = 20.2799$	2.148	3HA12=3.39	0.83

Tableau III.26 : le résumé des résultats de calcul des moments et leurs ferrailages

▪ Vérifications

Vérifications à L'ELU

Condition de non fragilité

$$A_t = 4.752 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

$$A_a = 2.148 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2 \quad \text{vérfiée}$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.83 \text{MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_i^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.83 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \geq 0.28$$

On adopte $A_t = 0.5 \text{cm}^2$

Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.58 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 52.66 \text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 29.70 \text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 27.92 \text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

-Calcul à la Torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée ; c'est le moment d'appuis

$$M^{\text{torsion}} = M_a = 8.11 \text{KN}$$

-Ferrailage**Armatures longitudinales en torsion**

Le moment de torsion $M_T = 8.11 \text{KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

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

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

BAEL91 (article I.II)

$$A_t = \frac{8.11 \times 10^3 \times 1}{2 \times 0.065 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2$$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.11 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0.05} = 1.2976 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.2976 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 1.54 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{8.11 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{8.11 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 650 \times 10^{-4} \times 348} = 0.180 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 1.79 + 5.09 = 5.985 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16 = 6.03 cm²

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L (\text{tor}) + A_L (\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 1.79 + 3.39 = 4.285 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA14+1HA16 = 5.09cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.5 + 0.78 = 1.31 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

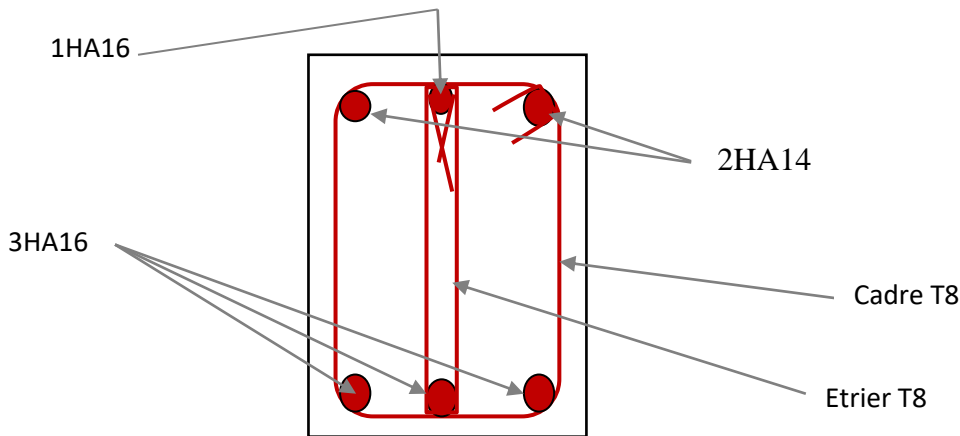


Fig III.21: Schémas de ferrailage de la poutre palier.

V. ETUDE DE L'ACROTÈRE

V.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

$$S = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.1735 \text{ m}^2$$

Poids propre:

$$G1 = 25 \times 0.1735 \times 1 = 4.33 \text{ KN}$$

Poids d'enduit extérieur (ciment e=1.5cm):

$$G2 = 20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.33 \text{ KN}$$

Poids d'enduit intérieur (ciment e=2cm):

$$G3 = 20 \times 0.02 \times 1.1 \times 1 = 0.44 \text{ KN}$$

$$W_p = G1 + G2 + G3 = 5.1 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 3.11 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 5.1 = 2.44 \text{ KN}$$

A: coefficient d'accélération de zone (Groupe d'usage 2, zone IIa, A=0.15)

V.2. Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

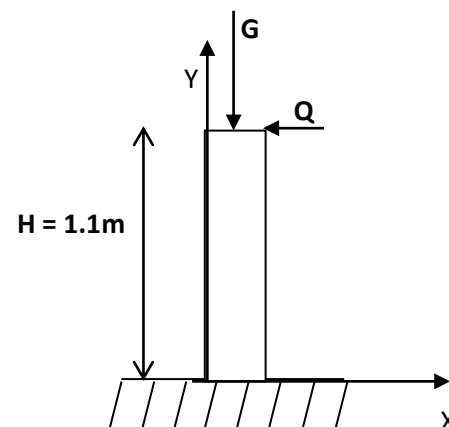


Fig III.22 : Schema statique de l'acrotère

Tel que : $\sum A_i = S : (surface\ de\ l'acrotère)$

$$x_C = 0,0809m$$

$$y_C = 0,574m$$

b) Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 5.1\text{KN} / ml \Rightarrow M_G = 0\text{KN.m}$$

$$Q = 1.5\text{KN} / ml \Rightarrow M_Q = 1.5 \times 1 \Rightarrow M_Q = 1.5\text{KN.m.}$$

La $F_P = 2.44\text{KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P \times y_C = 2.44 \times 0,574 \Rightarrow M_{F_P} = 1.4\text{KN.m.}$ section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.27 : Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	5.1+0+0=5.1	6.88	5.1
M (KN)	3.05	2.47	1.65

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.47}{6.88} = 0.359m \\ \frac{H}{6} = 0.18m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{110}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.359 + 0.02 = 0.379m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \quad \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

φ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.5} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 1.1)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.11} = 2.64 \text{ cm.}$$

$$d'ou : e_t = e_2 + e_3 = 37.9 + 2.64 = 40.4 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 6.88 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 4.2 \times 0.259 = 2.47 \text{ KN.m}$$

V.3. Ferrailage

À l'ELU

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa};$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

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

$$\Rightarrow M_{uA} = 2.47 + 6.88 \times (0.13 - \frac{0.15}{2}) = 2.8484 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2.8484 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.00284 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

$$d'ou : A'_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.00355$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{2.8484 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.635 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_U \Rightarrow \text{on adopte } A_U = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Armatures de répartition

$$A_r = A_u / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6} (1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

Espacement

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{ cm.}$

Armatures de répartition : $S_t \leq 100 / 3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{ cm.}$

Vérification au cisaillement

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 5,1 = 7,65\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,0588\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,65 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 10,04 \times 10^{-2}} = 0,651\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

À l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0,13\text{m};$$

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

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,65}{5,1} = 0,32\text{m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,018 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,055 - 0,32 = -0,265\text{m} = -26,5\text{cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p^* y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0,265^2 + 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1,1} (0,13 - 0,265) = -0,213\text{m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0,265^3 - 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1,1} (0,13 - 0,265)^2 = -0,037$$

$$\text{m}^3 \quad y_c^3 - 0,213 y_c - 0,037 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0,265 \leq y_c \leq -0,17$$

$$y_c = -0.26\text{m}$$

$$y = -0.26 + 0.27 = 0.01\text{m}$$

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

$$\mu_t = \frac{1.1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.13 - 0.01) = -3.068 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0.01}{-3.068 \times 10^{-4}} = -0.60 \text{Mpa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5.1 \times 10^{-3}}{-3.068 \times 10^{-4}} (0.13 - 0.01) = -19.94 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa}$$

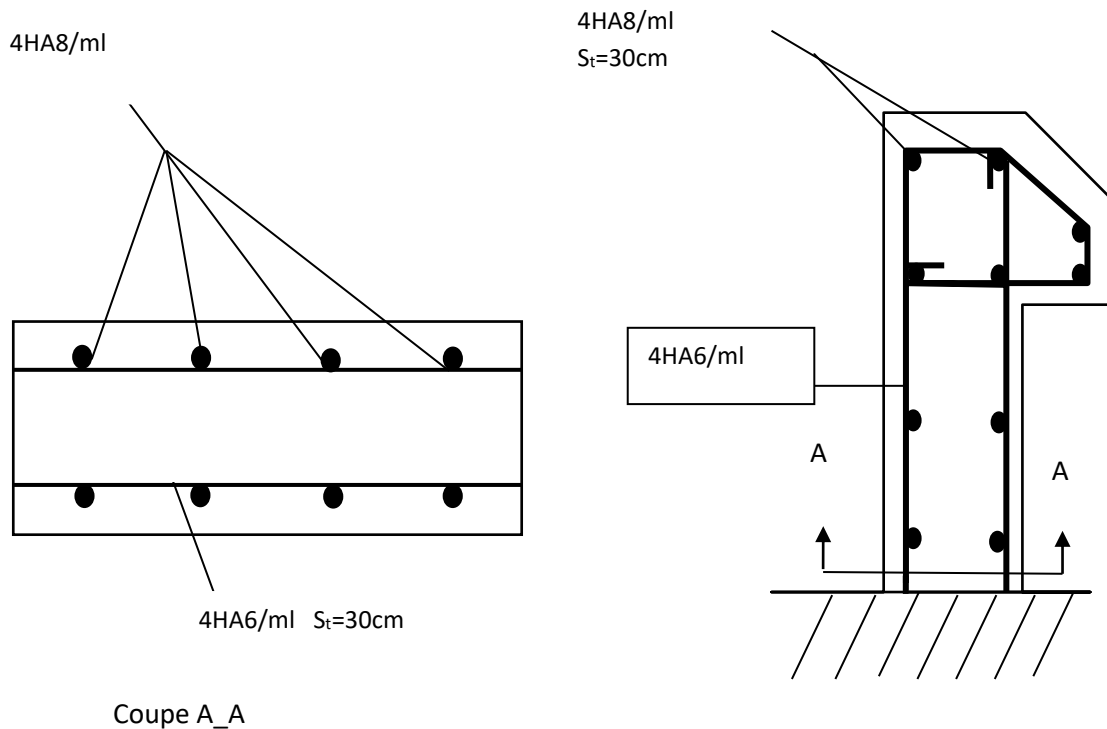


Fig III.23: Schéma de ferrailage de l'acrotère

VI. ÉTUDE DE L'ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe II)

- Longueur : 140 cm
- Largeur : 110 cm
- Hauteur : 220 cm
- V : 1.6m/s
- P_m : 15 KN
- D_m : 51 KN
- F_c : 145 KN
- Bs× Ts= 180× 120

Avec :

P_m=charge due à la salle de la machine

D_m=charge due à l'ascenseur

F_c=charge accidentelle due a la rupture du câble d'ascenseur

Poids de 8 personnes =630 Kg = 6.3KN

Étude de la dalle pleine de locale des machines

a) Évaluation des charges et surcharge

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur e= 20 cm

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur (e = 5cm)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 + 43.93 = 50.03 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 50.03 + 1.5 \times 1 = 69.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 50.03 + 1 = 51.03 \text{ KN/m}^2$$

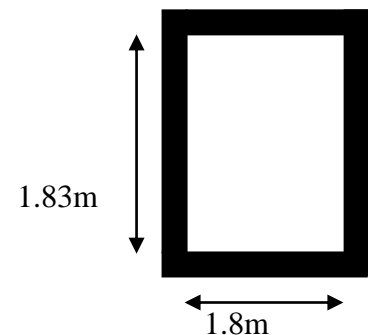


Fig III.24 : Dalle sur quatre appuis

a-1) Charges uniformément répartis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{1.83} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

-Les sollicitations

à l'ELU : (ν = 0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \quad (\text{AnnexeII})$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x \Rightarrow M_x = 0.0384 \times 69.04 \times 1.8^2 = 8.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9545 \times 8.58 = 8.20 \text{ KN.m}$$

-Calcul des Moments réels :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.58 = 7.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.20 = 6.97 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.58 = 2.574 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de longueur et de 20 cm d'épaisseur a la flexion simple avec : dx= 18 cm et dy =18 cm

Tab III.28: Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _{min} En travee (cm ²)	A _{min} En appuis (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens xx	7.30	2.574	1.17	0.41	1.61	1.61	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Sens yy	6.97	2.574	1.12	0.41	1.60	1.61	4HA8=2.01	4HA8=2.01

- Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.01\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.98}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.61\text{cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.01\text{cm}^2 \geq \rho_a bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.01\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.98}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.61\text{cm}^2$$

- Espacement des armatures :

-Armatures // L_x: $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

-Armatures // L_y: $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

-Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{69.04 \times 1.8}{2 \times \left(1 + \frac{0.98}{2}\right)} = 41.70\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{41.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.23\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

- Vérification à l'ELS

-État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$q_s = G + Q = 50.03 + 1 = 51.03\text{KN/m}$$

à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0457 \times 51.03 \times 1.8^2 = 7.55\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9694 \times 7.55 = 7.32\text{KN.m}$$

-Calcul des Moments réels :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.55 = 6.41\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_y = 0.85 \times 7.32 = 6.22 \text{ kN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3M_x = 0.3 \times 7.55 = 2.265 \text{ kN.m}$$

$$M_a^y = 0.3M_y = 0.3 \times 7.32 = 2.20 \text{ kN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; A'_s = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tab III.29: Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	6.41	2.01	3	7683.75	2.5
	yy	6.22	2.01	3	7683.75	2.42
Appuis	xx	2.265	2.01	3	7683.75	0.88
	yy	2.20	2.01	3	7683.75	0.88

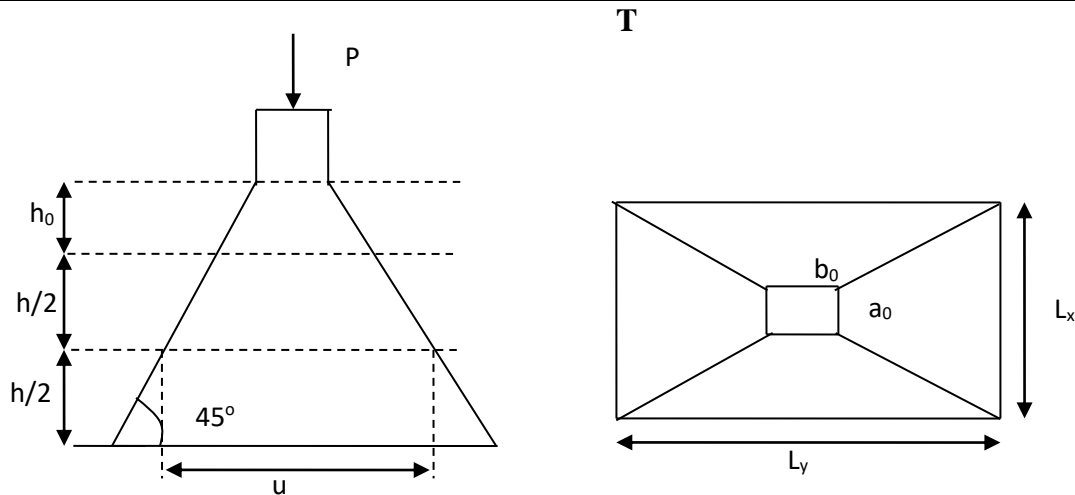


Fig III.25 : L'ascenseur

a-2) Cas de charges concentrées

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte (a₀ × b₀) agit sur une aire (u × v).
On calcule le rectangle d'impacte (u × v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a₀ et u : dimension // à L_x

b₀ et v : : dimension // à L_y

(a₀ × b₀) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé ξ=1)

$$(a_0 \times b_0) = (150 \times 160) \text{ cm}^2$$

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

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

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

BAEL 91(article IV.3)

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{1.83} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.045 \\ M_2 = 0.027 \end{cases} \quad (\text{Annexe III})$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{180}{180} = 1$$

$$\frac{\nu}{L_y} = \frac{190}{183} = 1.03$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 97.6 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.045 \times 72.3 = 4.39 \text{ Nm}$$

$$M_{y1} = 0.027 \times 72.3 = 2.63 \text{ KNm}$$

-Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 1.02 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.97 \text{ KNm.}$$

-La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.39 + 1.02 = 5.41 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.63 + 0.97 = 3.6 \text{ KNm.}$$

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 5.41 = 4.6 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 3.6 = 3.06 \text{ KNm.}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5.41 = 41.62 \text{ KNm.}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 3.06 = 1.01 \text{ KNm.}$$

Tab III.30: Tableau de ferrailage de le dalle de local des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_{min} Travée (cm ²)	A_{min} Appuis (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens xx	4.6	1.62	0.73	0.26	1.61	1.61	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Sens yy	3.06	1.62	0.49	0.26	1.6	1.61	4HA8=2.01	4HA8=2.01

- Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.01\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.98}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.61\text{cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2.$

En appui : $A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_a = 2.01\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-0.98}{2} \right) b h = 1.61\text{cm}^2.$$

-Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 740\text{cm}$$

$$q_u = 97.6\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 740 \times 20 \times 25}{1.5} = 1110\text{KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle**-Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$v > u \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{3v} = \frac{97.6}{3 \times 1.9} = 17.12\text{KN}.$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{5.6} = 17.42\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.09\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

-Espaceement des armatures

Sens xx : $S_t = 25\text{ cm} \leq \min(3 h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$; Soit : $S_t = 25\text{cm}$.

Sens yy: $S_t = 25\text{ cm} \leq \min(4 h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$; Soit : $S_t = 25\text{cm}$.

l'ELS : ($\nu = 0.2$)

1) Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = G = 72.3\text{KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.045 + 0.2 \times 0.027) \times 72.3 = 3.64\text{KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = 2.6\text{KNm}.$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 5 + 1 = 6\text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0457 \times 6 \times 1.8^2 = 0.88\text{KNm}.$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.9694 \times 0.88 = 0.86 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.64 + 0.88 = 4.52 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.6 + 0.86 = 3.46 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 4.52 = 3.84 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 3.46 = 2.94 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = 0.3 \times 4.52 = 1.35 \text{ KNm.}$$

$$M_a^y = 0.3 \times 3.46 = 1.038 \text{ KNm.}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A' = 0$.

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Tab III.31 : Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	3.84	2.01	3	7683.75	1.49
	yy	2.94	2.01	3	7683.75	1.14
Appui	xx	1.35	2.01	3	7683.75	0.52
	yy	1.038	2.01	3	7683.75	0.40

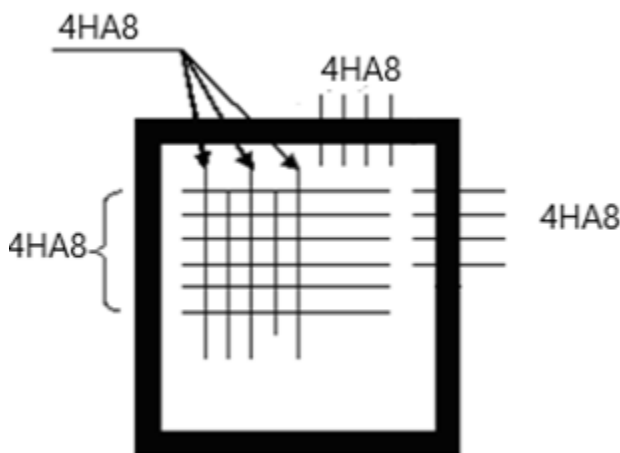


Fig.III.26 : schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.

VII. CONCLUSION

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

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

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

I. INTRODUCTION

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

II. METHODES DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

III. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ **Calcul de la force sismique totale** RPA99 (Article 4.2.3)

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

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

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

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

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tab IV.1 : Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
2- Redondance en plan		0.05
3- Régularité en plan		0.05
4- Régularité en élévation	0	
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	
6- Contrôles d'exécution	0	

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel Etabs 16.0.2. la valeur trouvé est :

$$W = 68708.0629\text{KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

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

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003)

Il est fonction (des matériaux constitutifs, de type de la structure et de l'importance des remplissages)

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 43.86m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 43.86^{\frac{3}{4}} = 0.852s$$

$L_x = 31.9$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 23.55$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 43.86}{\sqrt{31.9}} = 0.7s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 43.86}{\sqrt{23.55}} = 0.81s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.7s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.81s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.91}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.28$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{1.053}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.16$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.7 = 0.91s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.81 = 1.053s \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.28 \times 1.15}{5} \times 68708.0629 = 3034.148KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.16 \times 1.15}{5} \times 68708.0629 = 2749.6966KN$$

Par la méthode d'analyse modale spectrale, 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 établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

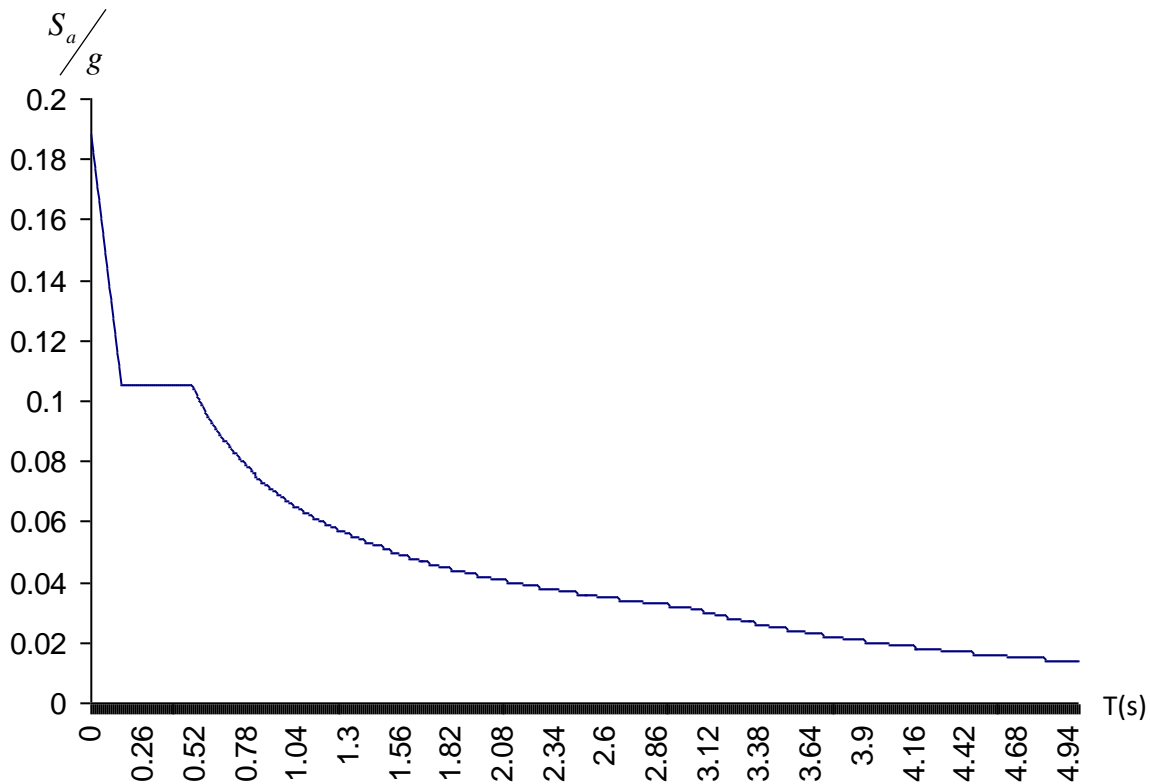


Fig. IV.1 : Spectre de réponse

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel ETABS version Etabs 16.0.2.. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maitres.

IV. DISPOSITION DES VOILES

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales. Plusieurs disposition ont été testées afin d'aboutir à un meilleure comportement de la structures.

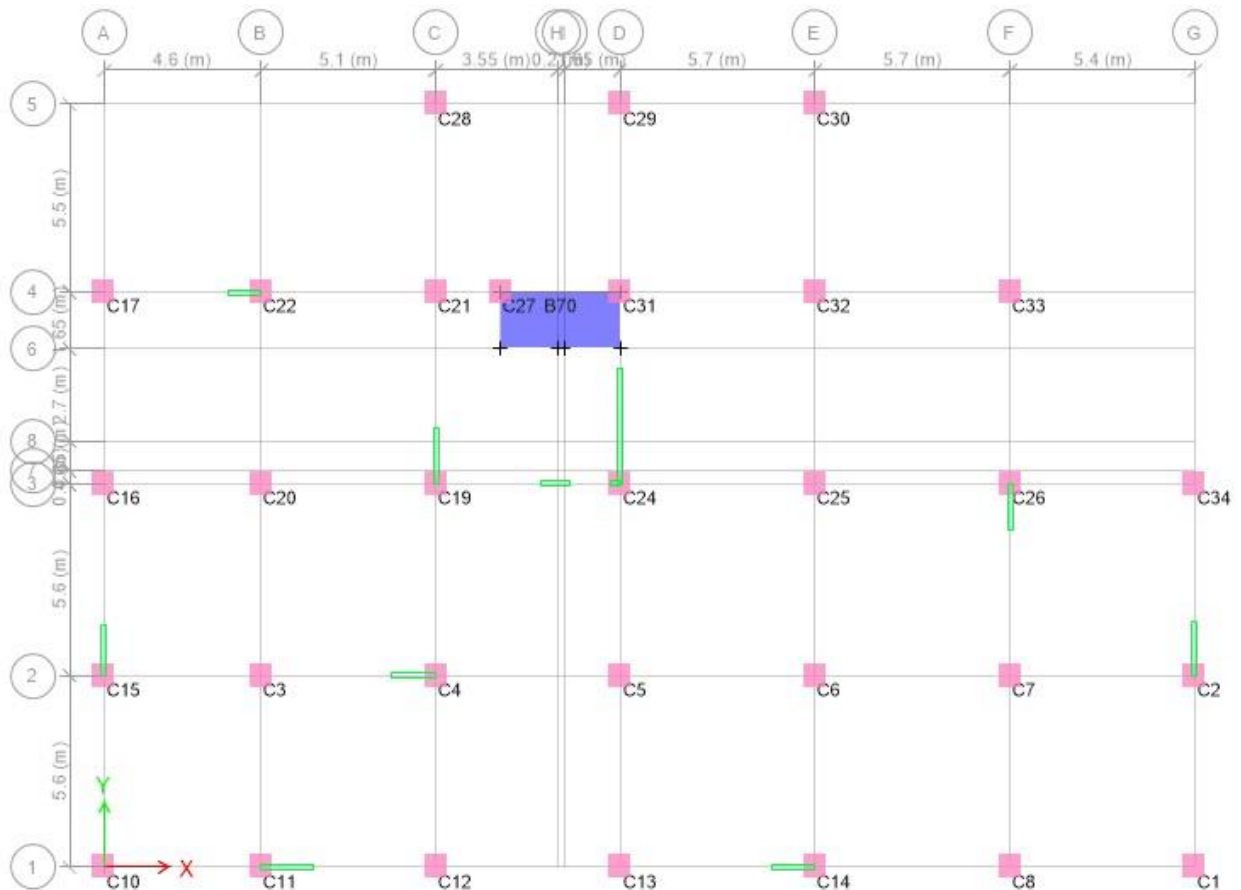


Fig IV.2 : plans Disposition des voiles.

V. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

V.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

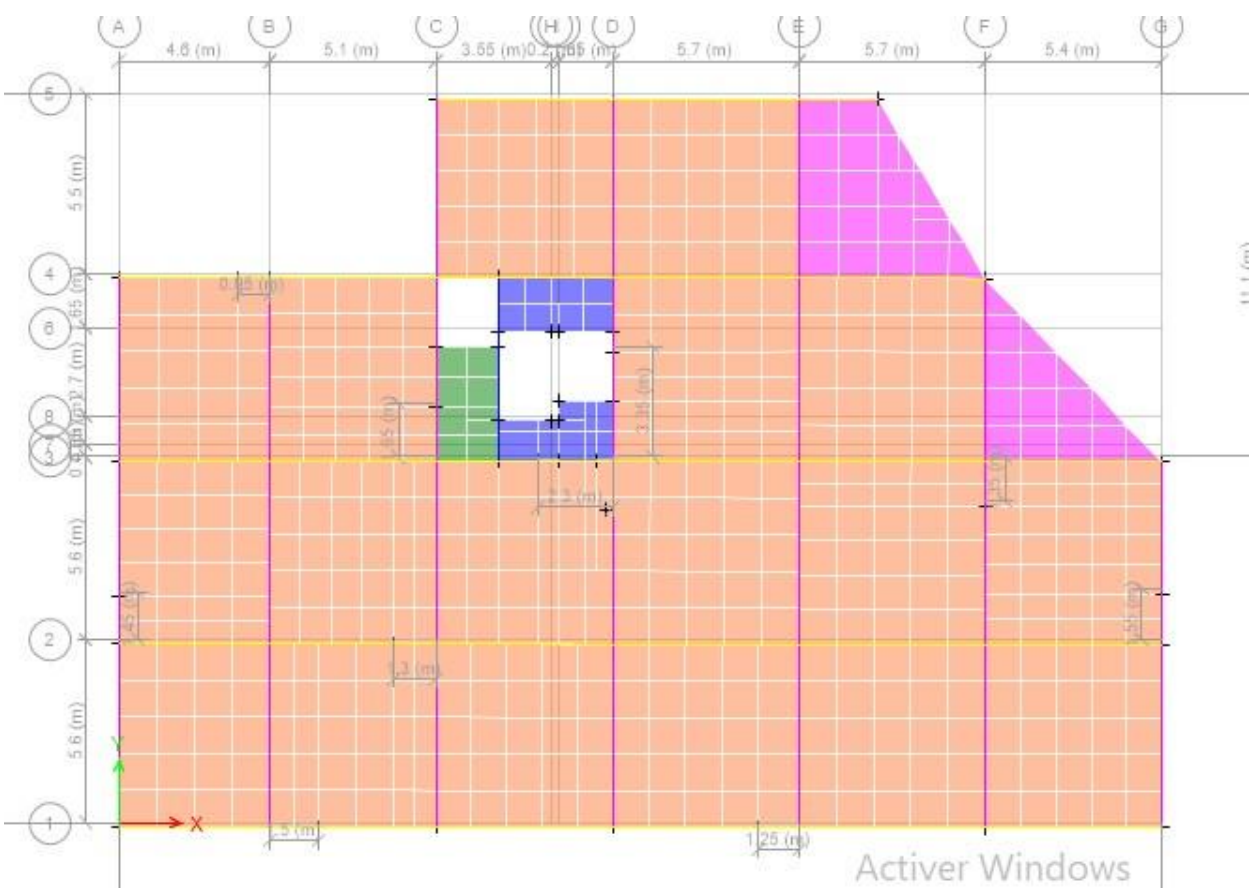


Fig IV.3: mode 1 (translation selon x-x')

Fig IV.4 : mode 2 (translation selon y-y')



Fig IV.5 : mode 3 (rotation au tour de z-z')

Le RPA (art 4.3.4, a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tab IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période T(s)	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	1.152	0.7517	0.0003	0.7517	0.0003
2	1.105	0.0002	0.7416	0.7519	0.7419
3	1.026	0.0059	0.0012	0.7578	0.7431
4	0.391	0.1242	0.0011	0.882	0.7442
5	0.36	0.0008	0.1306	0.8828	0.8748
6	0.351	0.0011	0.0071	0.8839	0.8819
7	0.217	0.0463	0.0009	0.9302	0.8828
8	0.196	0.00001394	0.0009	0.9302	0.8837
9	0.19	0.0012	0.0493	0.9313	0.933

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend neuf modes, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend les neuf premiers modes.

V.2. Vérification de la période

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% ;

$$T_{dx}=1.152s > T_{sx}=0.91s$$

$$T_{dy}=1.105s > T_{sy}=1.053s$$

V.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{st.}$, nous avons :

Tab IV.3: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	3034.148058	2427.318446	2515.6874	Vérifiée
Sens yy	2749.696677	2199.757342	2552.0238	Vérifiée

V.4. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 80% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tab IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Poucentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Etage11	-4096.9888	-1299.3517	-539634.34	75.92161392	24.07838608
Etage 10	-8370.2317	-2661.0142	-11031.2459	75.87748271	24.12251729
Etage 9	-13003.6937	-3756.1445	-16759.8382	77.58842027	22.41157973
Etage 8	-17573.4104	-4913.5591	-22486.9695	78.14930509	21.85069491
Etage 7	-22587.1921	-5731.8647	-28319.0568	79.75969065	20.24030935
Etage 6	-27434.0982	-6716.1691	-34150.2673	80.33348014	19.66651986
Etage 5	-32789.9423	-7307.7477	-40097.69	81.77514041	18.22485959
Etage 4	-37894.5857	-8150.1194	-46044.7051	82.29955131	17.70044869
Etage 3	-43518.394	-8588.4099	-52106.8039	83.5176805	16.4823195
Etage 2	-49136.0498	-9336.7963	-58472.8461	84.03225271	15.96774729
Etage 1	-55482.9417	-9625.5809	-65108.5226	85.21609689	14.78390311
Entre sol	-61535.1885	-10331.119	-71866.3075	85.62453006	14.37546994
RDC	-67607.9003	-10966.951	-78574.8513	86.04266939	13.95733061

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf dans les quatre derniers étages.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tab IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales sens xx

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Etage11	346.2169	46.4791	392.696	88.16410149	11.83589851
Etage 10	419.9452	278.2667	698.2119	60.1458096	39.8541904
Etage 9	685.6104	287.7768	973.3872	70.43552658	29.56447342
Etage 8	750.0205	449.9049	1199.9254	62.5055941	37.4944059
Etage 7	1014.3251	389.0449	1403.37	72.27780984	27.72219016
Etage 6	1040.6693	541.981	1582.6503	65.75484805	34.24515195
Etage 5	1287.8128	462.6173	1750.4301	73.57122115	26.42877885
Etage 4	1290.4154	606.4025	1896.6179	68.03053683	31.96946317
Etage 3	1508.5109	525.672	2034.1829	74.15807595	25.84192405

Etage 2	1508.9358	652.1729	2161.1087	69.82230001	30.17769999
Etage 1	1678.368	600.9437	2279.3117	73.63486091	26.36513909
Entre sol	1691.1792	669.023	2360.2022	71.65399642	28.34600358
RDC	1414.8016	958.4611	2373.2627	59.61420116	40.38579884

Tab IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales sens yy.

<i>Niveaux</i>	<i>Charges reprises en (KN)</i>			<i>Poucentages repris (%)</i>	
	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	<i>Total</i>	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>
Etage11	411.0116	91.1829	502.1945	81.84311059	18.15688941
Etage 10	422.227	315.8436	738.0706	57.20685799	42.79314201
Etage 9	660.6036	359.3149	1019.9185	64.77023409	35.22976591
Etage 8	699.8588	546.9802	1246.839	56.13064718	43.86935282
Etage 7	941.5477	511.0113	1452.559	64.81992814	35.18007186
Etage 6	949.4134	685.8124	1635.2258	58.06007953	41.93992047
Etage 5	1173.7299	631.9132	1805.6431	65.00342731	34.99657269
Etage 4	1155.6491	800.2085	1955.8576	59.08656642	40.91343358
Etage 3	1339.1596	757.7101	2096.8697	63.8647027	36.1352973
Etage 2	1307.9837	923.3557	2231.33394	58.61876952	41.38123048
Etage 1	1451.9344	904.5988	2356.5332	61.61315274	38.38684726
Entre sol	1399.8073	1057.8711	2457.6784	56.95648788	43.04351212
RDC	1100.0441	1394.4636	2494.5077	44.0986452	55.9013548

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

V.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Formule 7.2})$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tab IV.7: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	V	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
pot rdc	70	70	4900	4053.6132	0.275	vérifiée
pot e-sol+1	65	70	4550	3304.1213	0.242	vérifiée
pot 2+3	60	65	3900	2715.157	0.232	vérifiée
pot 4+5	55	60	3300	2146.0327	0.217	vérifiée
pot 6+7	50	55	2750	1592.2384	0.193	vérifiée
pot 8+9	45	50	2250	1052.3903	0.1559	vérifiée
pot 10+11	40	45	1800	521.4224	0.0965	vérifiée

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

V.6.Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Tab IV.8: Vérification des déplacements pour le sens xx.

Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$1(\%)h_k$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		
Etage11	2.3487	11.7435	11.2965	0.447	306	3.06	vérifiée
Etage 10	2.2593	11.2965	10.707	0.5895	306	3.06	vérifiée
Etage 9	2.1414	10.707	9.9935	0.7135	306	3.06	vérifiée
Etage 8	1.9987	9.9935	9.1525	0.841	306	3.06	vérifiée
Etage 7	1.8305	9.1525	8.2295	0.923	306	3.06	vérifiée
Etage 6	1.6459	8.2295	7.216	1.0135	306	3.06	vérifiée
Etage 5	1.4432	7.216	6.1565	1.0595	306	3.06	vérifiée
Etage 4	1.2313	6.1565	5.0385	1.118	306	3.06	vérifiée
Etage 3	1.0077	5.0385	3.91	1.1285	306	3.06	vérifiée

Etage 2	0.782	3.91	2.767	1.143	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.5534	2.767	1.6765	1.0905	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Entre sol	0.3353	1.6765	0.697	0.9795	306	3.06	<i>vérifiée</i>
RDC	0.1394	0.697	0	0.697	408	4.08	<i>vérifiée</i>

Tab IV.9 : Vérification des déplacements pour le sens yy.

Niveaux	$\delta_{e\bar{k}}$	$\delta_{\bar{k}}$	$\delta_{\bar{k}-1}$	$\Delta_{\bar{k}}$	$h_{\bar{k}}$	$l(\%)h_k$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
Etage11	2.3223	11.6115	11.0435	0.568	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 10	2.2087	11.0435	10.3645	0.679	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2.0729	10.3645	9.587	0.7775	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1.9174	9.587	8.7095	0.8775	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1.7419	8.7095	7.7655	0.944	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1.5531	7.7655	6.755	1.0105	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1.351	6.755	5.711	1.044	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1.1422	5.711	4.6315	1.0795	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0.9263	4.6315	3.554	1.0775	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0.7108	3.554	2.4875	1.0665	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.4975	2.4875	1.492	0.9955	306	3.06	<i>vérifiée</i>
Entre sol	0.2984	1.492	0.620	0.872	306	3.06	<i>vérifiée</i>
RDC	0.124	0.62	0	0.620	408	4.08	<i>vérifiée</i>

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9))

L'effet P-Δ(effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tab IV.10 : Vérification à L'effet P- Δ sens xx

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)	
Etage11	306	4970.176	0.447	383.599	0.01892694
Etage 10	306	9857.3439	0.5895	735.2797	0.025826747
Etage 9	306	14837.7665	0.7135	1027.1236	0.03368359
Etage 8	306	19818.1891	0.841	1271.6876	0.042830989
Etage 7	306	24903.3414	0.923	1484.0273	0.050616954
Etage 6	306	29988.4937	1.0135	1676.1253	0.059258479
Etage 5	306	35189.8506	1.0595	1849.935	0.065862845
Etage 4	306	40391.2076	0.01118	2007.2736	0.073519178
Etage 3	306	45712.0086	1.1285	2149.2265	0.078438315
Etage 2	306	51277.6856	1.143	2283.7036	0.083871321
Etage 1	306	57075.7657	1.0905	2398.1229	0.084817322
Entre sol	306	62880.1286	0.9795	2479.6342	0.08117248
RDC	408	68614.3781	0.697	2515.1291	0.046604458

Tab IV.11 : Vérification à L'effet P- Δ Sens yy

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)	
Etage11	306	4970.176	0.568	402.4655	0.022922924
Etage 10	306	9857.3439	0.679	762.3869	0.028690151
Etage 9	306	14837.7665	0.7775	1058.0519	0.035632027
Etage 8	306	19818.1891	0.8775	1305.1644	0.043543612
Etage 7	306	24903.3414	0.944	1520.1305	0.050539078
Etage 6	306	29988.4937	1.0105	1714.3143	0.057766904
Etage 5	306	35189.8506	1.044	1889.5718	0.063537935

Etage 4	306	40391.2076	1.0795	2047.1709	0.069603962
Etage 3	306	45712.0086	1.0775	2188.4194	0.073552189
Etage 2	306	51277.6856	1.0665	2321.7623	0.07697507
Etage 1	306	57075.7657	0.9955	2435.0581	0.076253934
Entre sol	306	62880.1286	0.872	2515.4253	0.071235595
RDC	408	68614.3781	0.62	2550.8976	0.040874611

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P- Δ peuvent être négligés.

VI. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

Les poteaux :

RDC	(70×70)cm ²
Entresol+ étage 1	(70×65)cm ²
Etage 2 et 3	(65×60)cm ²
Etage 4 et 5	(60×55)cm ²
Etage 6 et 7	(55×50)cm ²
Etage 8 et 9	(50×45)cm ²
Etage 10 et 11	(45×40)cm ²

Les poutres :

Poutre principale :(b×h) = (30×50) cm².

Poutre secondaire :(b×h) = (30×45) cm².

Les voiles : e= 15cm

I. INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

II. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$ RPA99 /version2003 (Article 5.2)
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

II.1. Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : est la hauteur de l'étage

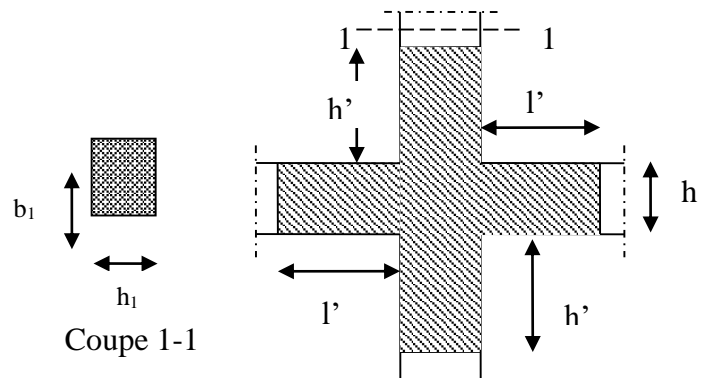


Fig.V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC	70×70	39.2	196	294
Entre sol et 1 ^{ère} étage	70×65	36.4	182	273
2, 3 ^{ème} étages	65×60	31.2	156	234
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	60×55	26.4	132	198
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	55×50	22	110	165
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	50×45	18	90	135
10 ^{ème} , 11 ^{ème} étages	45×40	14.4	72	108

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

II.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Etabs 16.0.2. qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$			$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$			$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$			V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	com	M (KN.m)	N (KN)	com	N (KN)	M (KN.m)	com	
RDC	4912.868 1	13.49 9	ELU	220.47 7	1672.5 609	ELA	-5.5892	29.093 7	ELA	155.73 49
Entre sol et 1^{er} étage	4475.492 5	34.40 13	ELU	272.76 34	2705.0 896	ELA	20.751 2	39.015	ELA	193.98 14

2 ^{ème} , 3 ^{ème} Étage	3672.438 3	13.72 73	ELU	223.03 43	2238.8 486	ELA	158.51 21	47.954 5	ELA	161.49 23
4 ^{ème} , 5 ^{ème} Étage	2899.752 8	17.98 3	ELU	163.68 06	834.95 05	ELA	147.32	42.687 8	ELA	130.21 78
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	2150.015 3	22.40 43	ELU	123.14 12	507.77 42	ELA	124.74 35	34.496 3	ELA	105.01 62
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	1420.174 4	23.60 54	ELU	108.43 28	715.18 19	ELU	82.040 2	38.335 9	ELA	73.668
10 ^{ème} , 11 ^{ème} étages	702.7827	22.00 11	ELU	111.85 52	199.37 11	ELU	-19.864	26.618 4	ELA	82.924 3

II.3. Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales

Exemple de calcul :

Calcul sous N_{max} et M_{cor} (ELU) :

$$d = 0.67m; d' = 0.03m$$

$$N = 4912.8681 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 13.499 \text{ KN.m} \Rightarrow eG = M/N = 0.00274m$$

$eG < h/2 = 0.7/2 = 0.35m \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - MA \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h. f_{bu} \dots\dots\dots 1$$

$$N(d-d') - MA = 4.91386 * (0.65 - 0.05) - 0.692 = 0.512$$

$$(0.337h - 0.81d_0)b.h. f_{bu} = (0.337 * 0.7 - 0.81 * 0.03) * 0.7 * 0.7 * 14.2 = 1472.311 \text{ KN.m}$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 13.499 + 4912.869 \times (0.67 - 0.7/2) = 1585.617 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 4912.8691 \times 10^{-3} \times (0.67 - 0.03) - 1385.617 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.03) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.2$$

$$1585.617 \leq 2226.55 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

Donc la section est entièrement comprimée :

$$\varphi = 0.831$$

$$E_I = 1.75 * 10^{-3}$$

$$E_s = 3.27 * 10^{-3}$$

$$E_I = 3.27 * 10^{-3} > E_s = 1.75 * 10^{-3}$$

$$F_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A' = -24.97 \text{ cm}^2$$

Calcul de M_{max} et N_{COR} :

$$d = 0.67m; d' = 0.03m$$

$$N = 1672.5609 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 220.477 \text{ KN.m} \Rightarrow eG = M/N = 0.131m$$

$eG < h/2 = 0.7/2 = 0.35\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d')-MA \geq (0.337h-0.81d_0)b.h. f_{bu} \dots\dots\dots 1$$

$$N(d-d')-MA=1672.5609*(0.65-0.05)-755.7=314.73\text{KN.m}$$

$$(0.337h-0.81d_0)b.h. f_{bu}=(0.337*0.7-0.81*0.03)*0.7*0.7*14.2=1472.311 \text{ KN.m}$$

$$MA = M+N \times (d-h/2)= 1672.5609+220.477 \times (0.67-0.7/2)=755.7\text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 4912.8691 \times 10^{-3} \times (0.67-0.03)-1385.617 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.7-0.81 \times 0.03) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.2$$

$$314.73 \leq 1472.3128\text{KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = (0.7557 / (0.7 \cdot 0.67^2 \cdot 18.47)) = 0.119$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \quad \text{pivot A}$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0.119)}) = 0.158 ; z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.0627$$

$$A_1 = 0.692 \cdot 0.462 \cdot 348 = 30.13 \text{ cm}^2 \quad A_s = -11.68 \text{ cm}^2 \leq 0 \quad A_s = 0, A_{\min} = 0.5\% \cdot (b \cdot h) = 24.5 \text{ cm}^2$$

Calcul de N_{\min} et M_{COR} :

$$d = 0.67\text{m}; d' = 0.03\text{m}$$

$$N = -5.5892 \text{ KN (de TRACTION)}$$

$$M = 29.9037 \text{ KN.m} \Rightarrow eG = M/N = 5.35\text{m}$$

$eG < h/2 = 0.7/2 = 0.35\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures SPC.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{ua} = 29.9037 - 5.5892(0.67 - 0.35) = 28.115\text{kn.m}$$

$$N(d-d')-MA \geq (0.337h-0.81d_0)b.h. f_{bu} \dots\dots\dots 1$$

$$N(d-d')-MA=-5.5892*(0.67-0.03)-28.115=-31.69\text{KN.m}$$

$$(0.337h-0.81d_0)b.h. f_{bu}=(0.337*0.7-0.81*0.03)*0.7*0.7*18.47=1915.043 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 4912.8691 \times 10^{-3} \times (0.67-0.03)-1385.617 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.7-0.81 \times 0.03) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.2$$

$$1915.043 > -31.69\text{KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = (0.028115 / (0.7 \cdot 0.67^2 \cdot 18.47)) = 4.844 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \quad \text{pivot A}$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 4.844 \cdot 10^{-3})}) = 6.025 \cdot 10^{-3} ; z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.668$$

$$A_1 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = -1.18 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 0.5\% \cdot (b \cdot h) = 24.5 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{sup}	A _{inf}	A _{RPA}	A _{adop}	Barres
RDC et sous sol	70×70	4913.8681	13.499	0.00	0.00	39.2	41.21	8HA20+8HA16
		1672.5609	220.4377	0.00	0.00			
		-5.5892	29.0937	0.00	1.34			
Entre sol et 1 ^{er} étages	70×65	4475.4925	34.4013	0.00	0.00	36.4	37.45	8HA20+8HA14
		2705.0896	272.7634	0.00	0.00			
		20.7512	39.015	0.00	1.37			
2 ^e , 3 ^e étages	65×60	3672.4383	13.7273	0.00	0.00	31.2	32.17	16HA16
		2238.8486	223.0343	0.00	0.00			
		158.5121	47.9845	0.00	0.00			
4 ^e me, 5 ^e me étages	60×55	2899.7528	17.983	0.00	0.00	26.4	28.4	8HA16+8HA14
		834.9505	163.6806	0.00	0.00			
		147.32	42.6878	0.00	0.04			
6 ^e me, 7 ^e me étages	55×50	2150.0153	22.4043	0.00	0.00	22	24.63	16HA14
		507.7742	123.1412	0.00	0.00			
		124.7435	34.4963	0.00	0.06			
8 ^e me, 9 ^e me étages	50×45	1420.1744	23.6054	0.00	0.00	18	21.37	8HA14+8HA12
		715.1819	108.4328	0.00	0.00			
		82.0402	38.3359	0.00	1.15			
10 ^e me, 11 ^e me étages	45×40	702.7827	22.0011	0.00	0.00	14.4	18.10	16HA12
		199.3711	111.8522	0.00	5.36			
		-19.864	26.6184	0.00	2.14			

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats

Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Section (cm ²)	∅ _{l_{min}} (cm)	l _f (m)	λ _g	V _u	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
70×70	2.0	2.688	3.84	155.7349	10	15	3.12	5.6	6.79	6HA12
65×70	2.0	1.974	2.82	193.9814	10	15	3.89	5.2	6.79	6HA12
60×65	1.6	1.974	3.03	161.4923	10	15	3.49	4.8	6.79	6HA12
55×60	1.6	1.974	3.29	130.2178	10	15	3.05	4.4	4.71	6HA10
50×55	1.4	1.974	3.58	105.0162	10	15	2.68	4	4.71	6HA10
45×50	1.4	1.974	3.94	73.668	10	15	2.07	3.6	4.71	6HA10
40×45	1.2	1.974	4.38	82.9243	10	15	2.59	3.2	4.71	6HA10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition

$$\text{suivante : } \phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3}$$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$.

II. 4. Vérification

a) Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (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 (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

$$\text{Cas d'une section rectangulaire : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'où : } \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \quad \text{avec } l_f : \text{longueur de flambement}$$

$$\text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ul} (KN)	N _{max} (KN)	obs
Sous sol	70×70	3.06	1.974	9.87	0.836	41.21	4624	8591.666	4913.8681	vérifier
RDC	70×70	4.08	2.688	13.44	0.825	41.21	4624	8478.61	4913.8681	vérifier
Entre sol et 1 ^{er} étage	65×70	3.06	1.974	9.87	0.836	37.45	4284	7969.68	4475.4925	vérifier
2,3 ^{ème} étages	60×65	3.06	1.974	10.55	0.834	32.17	3654	6773.116	3672.4383	vérifier
4,5 ^{ème} étages	55×60	3.06	1.974	11.41	0.832	28.4	3074	5684.313	2899.7528	vérifier
6,7 ^{ème} étages	50×55	3.06	1.974	12.49	0.828	24.63	2544	4681.67	2150.0153	vérifier
8,9 ^{ème} étages	45×50	3.06	1.974	13.70	0.825	21.37	2064	3784.584	1420.1744	vérifier
10,11 ^{ème} étages	40×45	3.06	1.974	15.3	0.818	18.10	1634	2970.68	702.7827	vérifier

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

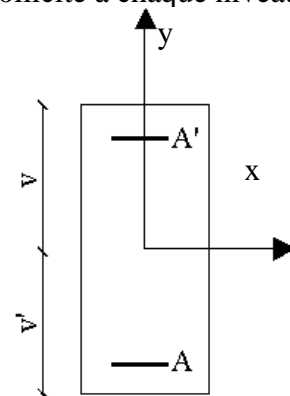


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC et sous sol	70 × 70	65	41.21	38.61	31.39	0.02532	3573.4433	84.2897	7.699	18
Entre sol et 1 ^{er} étage	65 × 70	65	37.45	38.31	31.69	0.0230	3257.0206	88.4412	7.71	18

2,3 ^{ème} étages	60 × 65	60	32.17	35.82	29.18	0.0172	2672.4878	78.3268	7.65	18
4,5 ^{ème} étages	55 × 60	55	28.4	32.88	27.12	0.01227	2110.198	80.271	7.80	18
6,7 ^{ème} étages	50 × 55	50	24.63	30.189	24.811	0.00859	1564.7852	80.2617	7.82	18
8,9 ^{ème} étages	45 × 50	45	21.37	27.39	22.61	0.00576	1033.9881	78.036	7.75	18
10,11 ^{ème} étages	40 × 45	40	18.10	24.46	20.54	0.00365	512.3683	81.348	7.97	18

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tab V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Sous sol	70×70	1.974	2.82	0.04	65	155.7349	0.342	1.2
RDC	70×70	2.688	3.84	0.04	65	155.7349	0.342	1.2
Entre sol et 1 ^{er} étage	65×70	1.974	2.82	0.04	65	193.9814	0.459	1.2
2,3 ^{ème} étages	60×65	1.974	3.03	0.04	60	161.4923	0.448	1.2
4,5 ^{ème} étages	55×60	1.974	3.29	0.04	55	130.2178	0.430	1.2
6,7 ^{ème} étages	50×55	1.974	3.58	0.04	50	105.0162	0.420	1.2
8,9 ^{ème} étages	45×50	1.974	3.94	0.04	45	73.668	0.363	1.2
10,11 ^{ème} étages	40×45	1.974	4.38	0.04	40	82.9243	0.518	1.2

II.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets des armatures transversales**

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 10\text{cm} \rightarrow L = 10\text{cm}$$

$$\phi_t = 12\text{cm} \rightarrow L = 12\text{cm}$$

$$\phi_t = 14\text{cm} \rightarrow L = 14\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100\text{cm}.$$

$$\text{On adopte: } L_r = 100\text{cm}.$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte: } L_r = 80\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte: } L_r = 70\text{cm}.$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte: } L_r = 60\text{cm}.$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l') voir paragraphe (II.1.a).

- RDC :

$$L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

$$h' = \max(68; 70; 70; 60\text{cm}) = 70\text{cm}$$

- Entre sol, 1^{er} étages:

$$L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

$$h' = \max(51; 70; 65; 60\text{cm}) = 70\text{cm}$$

- 2, 3^{eme} étages :

$$L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

$$h' = \max(51; 65; 60; 60\text{cm}) = 65\text{cm}$$

- 4, 5^{eme} étages :
 $L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$
 $h' = \max(51 ; 60 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
- 6 7^{eme} étages :
 $L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$
 $h' = \max(51 ; 55 ; 50 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
- 8,9^{eme} étages :
 $L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$
 $h' = \max(51 ; 50 ; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
- 10,11^{eme} étages :
 $L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$
 $h' = \max(51 ; 45 ; 40 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$

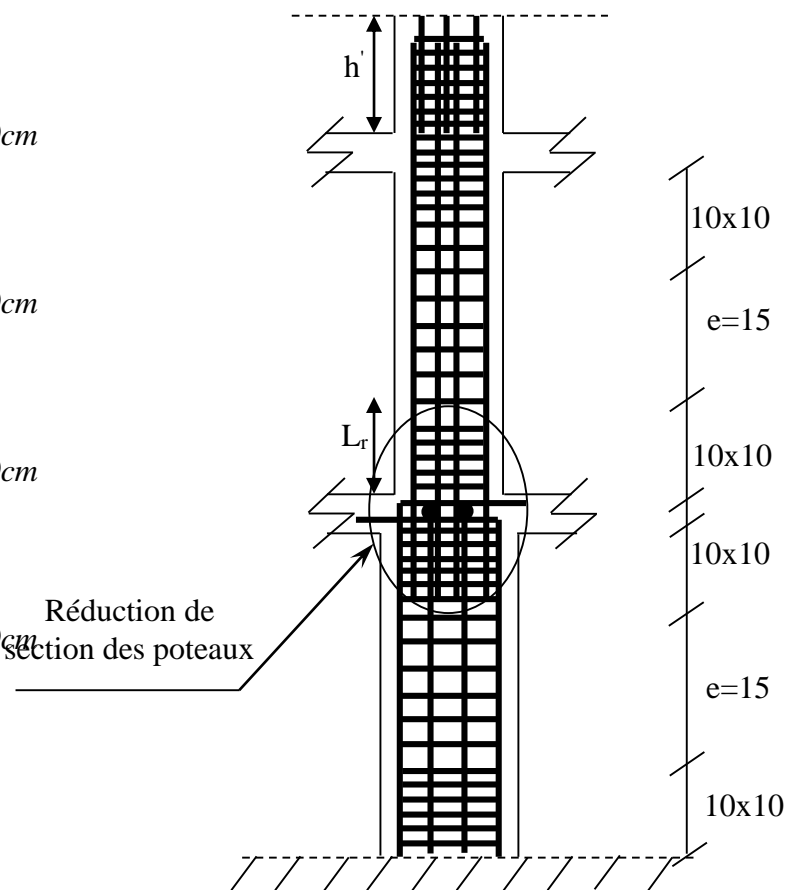


Fig V.3 : coupe longitudinale

II.6. Schémas de ferrailage des poteaux

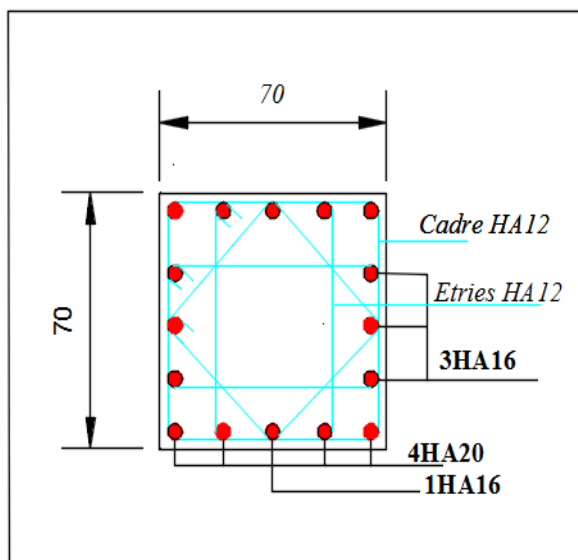


Fig V.4 : schéma de ferrailage des poteaux RDC, sous sol

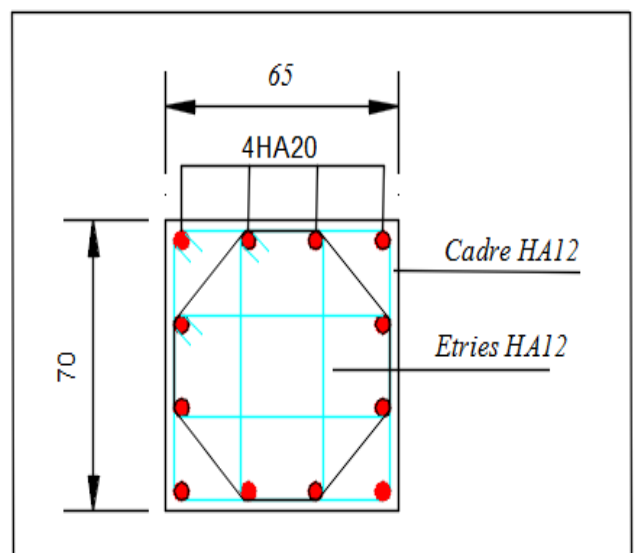


Fig V.5: schéma de ferrailage des poteaux Entre sol et 1^{er} étage

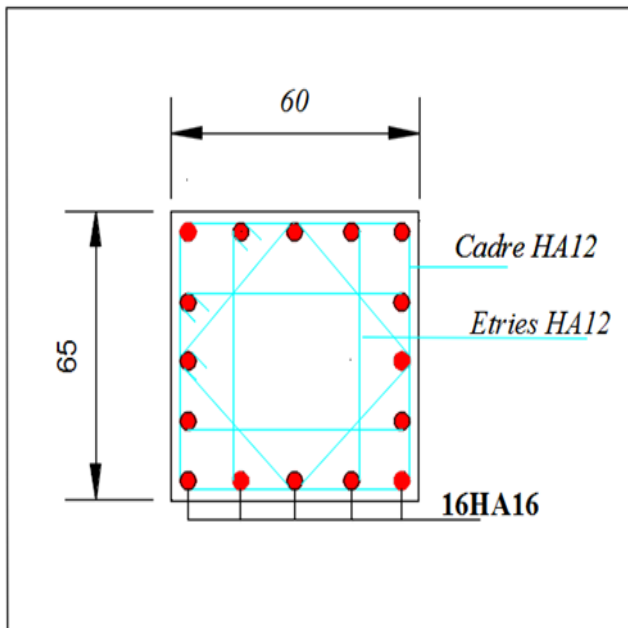


Fig V.6 : schéma de ferrailage des poteaux 2, 3^{ème} étages.

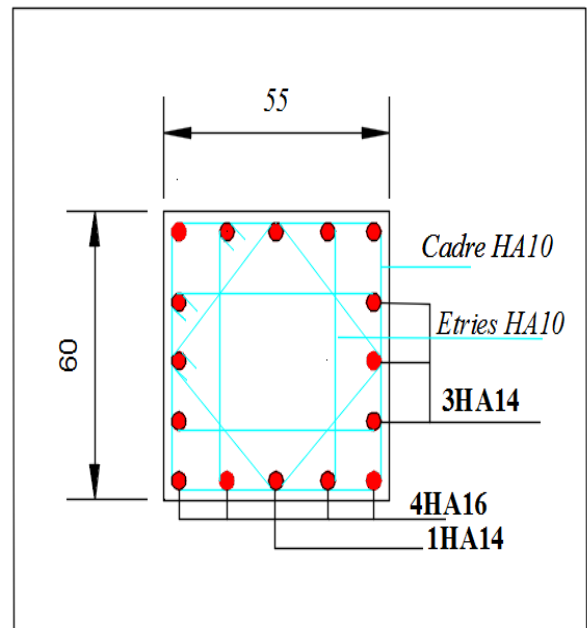


Fig V.7: schéma de ferrailage des poteaux 4, 5^{ème} étages.

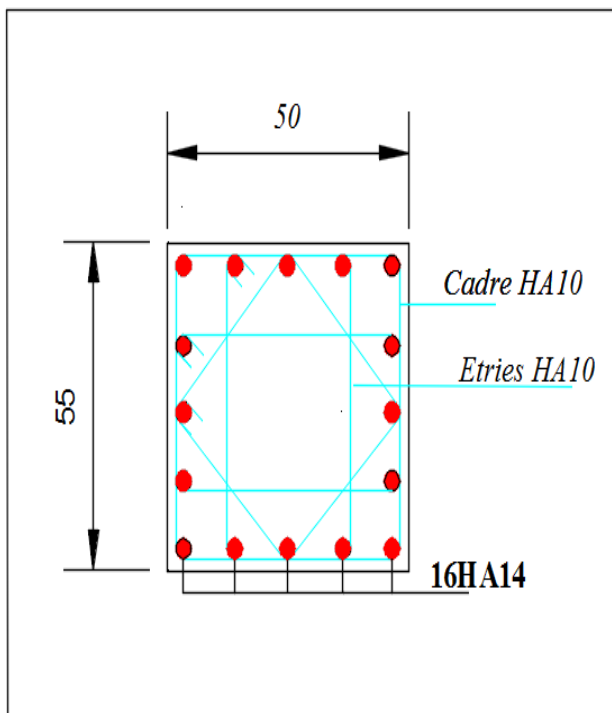


Fig V.8 : schéma de ferrailage des poteaux 6, 7^{ème} étages.

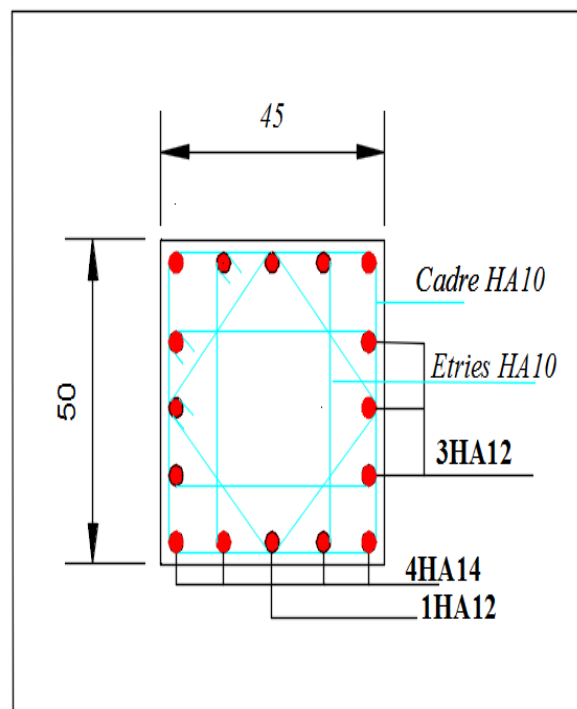


Fig V.9 : schéma de ferrailage des poteaux 8, 9^{ème} étages.

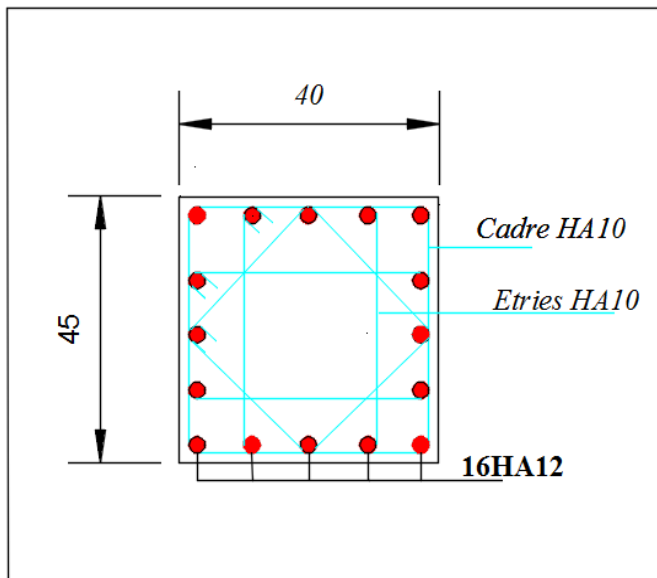


Fig V.10 : schéma de ferrailage des poteaux
10 ,11^{ème} étage

III. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel Etabs 16.0.2., combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$\begin{aligned}
 &1.35 \times G + 1.5 \times Q && \text{RPA99/version 2003 (Art 5.2)} \\
 &G + Q \\
 &G + Q + E \\
 &0.8 \times G + E \\
 &0.8 \times G - E
 \end{aligned}$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (35×50),
- poutres secondaires (35×45).

III.1. Recommandation du RPA 99/V2003**a) Coffrage**

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

b) Ferrailage RPA99 (Art 7.5.2)**- Les armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $b \times h$ En zone courante.
 - 6% $b \times h$ En zone de recouvrement.
 - Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
 - La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.
- Avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
 - Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
 - Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
 - On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)
Etage commerce RDC	Principale	35×50	70	105	8.75
	Secondaire	35×45	63	94.5	7.875
Etage service Entre sol	Principale	35×50	70	105	8.75
	Secondaire	35×45	63	94.5	7.875
Etages courants	Principale	35×50	70	105	8.75
	Secondaire	35×45	63	94.5	7.875
Terrasse	Principale	35×50	70	105	8.75
	Secondaire	35×45	63	94.5	7.875

- Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

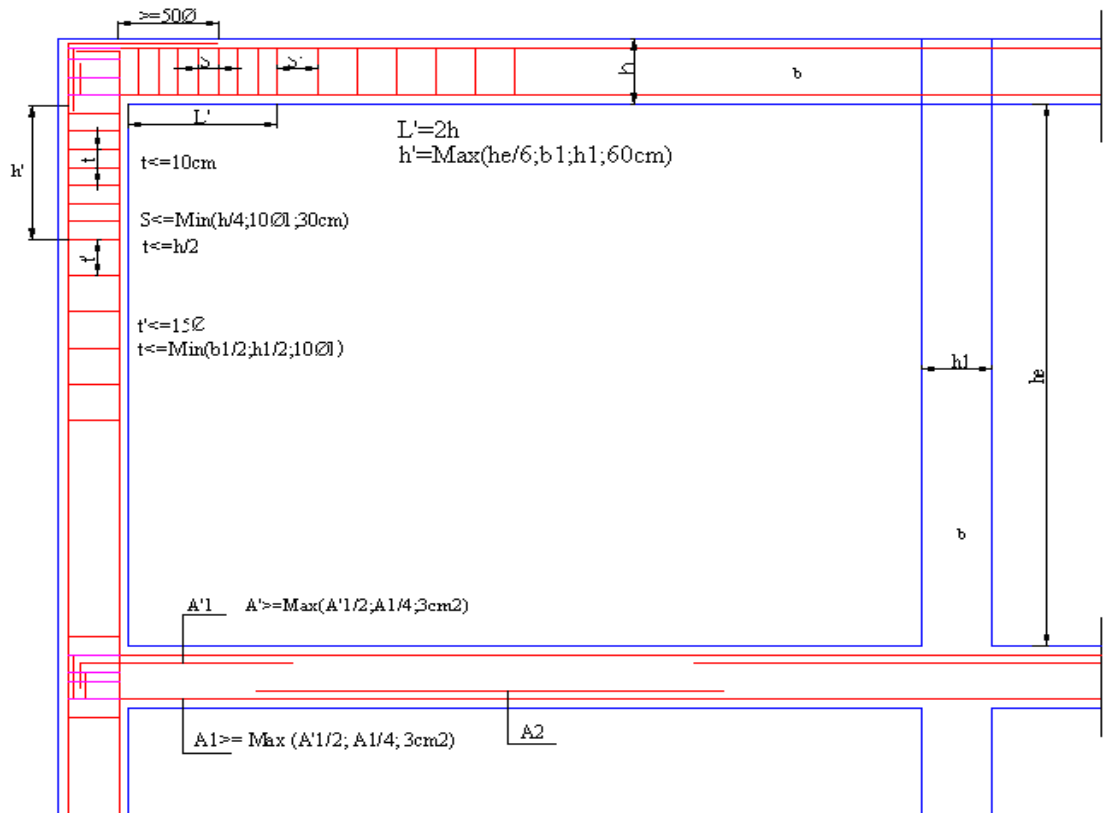


Fig V.11 : Dispositions constructives des portiques

III.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

- Sollicitations de calculs:

Les resultants de calcul des sollicitations:

Poutre principal : $b \cdot h = (55 \cdot 35)$

poutre secondaire : $b \cdot h = (35 \cdot 45)$

$M_t = 176.801 \text{ KN}$

$M_t = 111.8368 \text{ KN}$

$M_a = 176.3206 \text{ KN}$

$M_a = 132.1633 \text{ KN}$

Calcul ferrailage :

Poutre principal

En travée :

$$\mu_{bu} = M_t / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = (176.801 \cdot 10^{-3}) / (0.35 \cdot 0.47^2 \cdot 18.48) = 0.124$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0.168$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.438$$

$$A = 179.3206 \cdot 10^{-3} / (0.438 \cdot 400) = 10.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \cdot (b \cdot h) = 50 \cdot (0.35 \cdot 0.5) = 8.75 \text{ cm}^2$$

En opte pour $3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10.65 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.126$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0.168$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.438$$

$$A = 10.23 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire

Travée :

$$\mu_{bu} = 0.098$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0.129$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.398$$

$$A = 7.02 \text{ cm}^2$$

Appuis :

$$\mu_{bu} = 0.116$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0.154$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.394$$

$$A = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% * (b * h) = 50 * (0.35 * 0.45) = 7.875 \text{ cm}^2$$

Tab V.9: Les sollicitations les plus défavorables citation sont resumés dans le tableau ci- dessous:

Niveau	Poutre principaux					Poutre secondaire				
	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{aser} (KN.m)	M _{tser} (KN.m)	V(KN)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{aser} (KN.m)	M _{tser} (KN.m)	V(KN)
RDC	176.801	179.3206	107.144	50.6632	204.8593	111.8568	132.1633	59.6547	21.7636	135.6314
Entre sol	229.872	238.0349	124.7145	61.877	262.1734	137.5157	159.063	55.8023	20.8703	158.3246
Etage Courant	242.539	243.8735	146.1185	60.9409	271.9617	138.7506	161.718	86.6803	36.7564	159.4246
Terrasse accessible	99.5789	185.8262	134.9431	71.7091	150.332	46.2391	79.708	54.1818	33.6732	75.1807

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du Etabs 16.0.2. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tab V.10: Ferrailage des poutres

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	L _r (cm)
Etage commerce RDC	Principale	35×50	Appui	10.23	8.75	3HA16+3HA14=10.65	65
			Travée	10.07		3HA16+3HA14=10.65	65
	Secondaire	35×45	Appui	8.38	7.875	6HA14=9.24	60
			Travée	7.02		3HA12+3HA14=8.01	60
Etage service Entre sol	Principale	35×50	Appui	13.94	8.75	6HA16+2HA12=14.32	80
			Travée	13.41		6HA16+2HA12=14.32	80
	Secondaire	35×45	Appui	10.24	7.875	3HA16+3HA14=10.65	65
			Travée	8.75		6HA14=9.24	60
Etages courants	Principale	35×50	Appui	14.30	8.75	6HA16+2HA12=14.32	80
			Travée	14.23		6HA16+2HA12=14.32	80
	Secondaire	35×45	Appui	10.43	7.875	3HA16+3HA14=10.65	65
			Travée	8.83		6HA14=9.24	60
Terrasse	Principale	35×50	Appui	10.9	8.75	6HA16=12.06	65
			Travée	6.39		6HA14=9.24	60
	Secondaire	35×45	Appui	4.98	7.875	3HA14+3HA12=8.01	60
			Travée	3.25		3HA14+3HA12=8.01	60

L_r : longueur de recouvrement.

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{50}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.4; 1.67; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(12.5\text{cm}; 16.8\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = 25\text{cm}$ soit $S_t = 15\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3. Vérifications

A) A ELU

1) Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.98\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{ MPa}$

Tab V.11 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	271.19616	1.6486	Vérifiée
Poutres secondaires	159.4246	1.084	Vérifiée

3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Poutres principales

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[271.19616 - \frac{243.8735}{0.9 \times 0.47} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -8.778\text{cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 271.19616 \times 10^{-3}}{400} = 7.796\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [159.4246 - \frac{161.718}{0.9 \times 0.42}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -7.716 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 159.4246 \times 10^{-3}}{400} = 4.58 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

B) À PELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC	Poutres principales	Appuis	107.144	200999.78	16.65	8.87	15
		Travées	50.6632	200999.78	16.65	4.2	15
	Poutres secondaires	Appuis	59.6547	140356.62	14.70	6.25	15
		Travées	21.7636	126203.82	13.89	2.4	15
Etage service Entre sol	Poutres principales	Appuis	124.7145	244928.62	18.51	9.43	15
		Travées	61.877	244928.62	18.51	4.68	15
	Poutres secondaires	Appuis	55.8023	155628.62	14.70	2.79	15
		Travées	20.8703	140356.62	15.54	5.57	15
Etages courants	Poutres principales	Appuis	146.1185	261680.95	19.19	10.72	15
		Travées	60.9409	26180.95	19.19	4.47	15

	Poutres secondaires	Appuis	86.6803	170008.02	16.30	8.31	15
		Travées	36.7564	140356.62	14.70	3.85	15
Terrasse	Poutres principales	Appuis	134.9431	219953.61	17.47	10.72	15
		Travées	72.7091	180932.91	15.74	6.24	15
	Poutres secondaires	Appuis	54.1818	1226203.82	13.89	3.71	15
		Travées	33.6732	126203.82	13.89	5.96	15

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{530} = 0.0943 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0943 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{51.9267}{10 \times 89.94} = 0.057 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.47} = 0.00578 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{540} = 0.084 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.084 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{33.6732}{10 \times 88.35} = 0.038 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.42} = 0.00544 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

C) Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

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 du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tab V.13 : Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC, sous-sol	70×70	0.595	41.21	853.29
Entre sol et 1 ^{er} étages	65×70	0.595	37.45	775.43
2 ,3 ^{ème} étages	60×65	0.5525	32.17	618.53
4 ,5 ^{ème} étages	55×60	0.51	28.4	504.04
6 ,7 ^{ème} étages	50×55	0.4675	24.63	400.70
8 ,9 ^{ème} étages	45×50	0.425	21.63	316.06
10 ,11 ^{ème} étages	40×45	0.3825	18.10	240.92

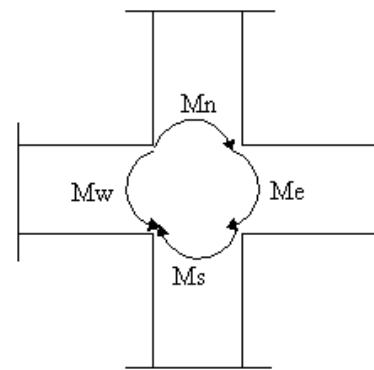


Figure V.12 : La zone nodale

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Tab V.14 : Moment résistant dans les poutres

	Section (cm ²)	Z(m)	As(cm ²)	MR(KN.m)
Poutre principale	35×50	42.5	14.32	211.79
Poutre secondaire	35×45	38.25	10.65	141.76

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tab V.15 : Vérification des zones nodales

Niveaux	Poteau	Poutre	M _s (KN.m)	M _n (KN.m)	M _w =M _E (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25 M _w +M _E (KN.m)	verification
Sous sol	70×70	pp	853.29	853.29	211.78	1706.72	529.48	Vérifiée
		ps			141.76		354.4	
RDC	70×70	pp	853.29	775.43	211.78	1628.72	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.4	
Entre sol	65×70	pp	853.29	775.43	211.78	1628.72	529.47	Vérifiée
		Ps			141.76		354.4	
1	65×70	pp	853.29	618.53	211.78	1393.96	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.4	
2	60×65	pp	775.43	618.53	211.78	1393.96	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.4	
3	60×65	pp	775.43	504.04	211.78	1122.57	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.4	
4	55×60	pp	618.53	504.04	211.78	1122.57	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.25	
5	55×60	pp	618.53	400.70	211.78	904.74	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.25	
6	50×55	pp	504.04	400.70	211.78	904.74	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.25	
7	50×55	pp	504.04	316.06	211.78	716.26	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.25	
8	45×50	pp	400.70	316.06	211.78	716.76	529.47	Vérifiée
		ps			141.76		354.25	

9	45×50	pp	316.06	240.92	211.78	556.98	529.47	Vérifiée
		Ps			141.76		354.25	

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

III.4. Schémas de ferrailage des poutres

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres secondaires. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutres.

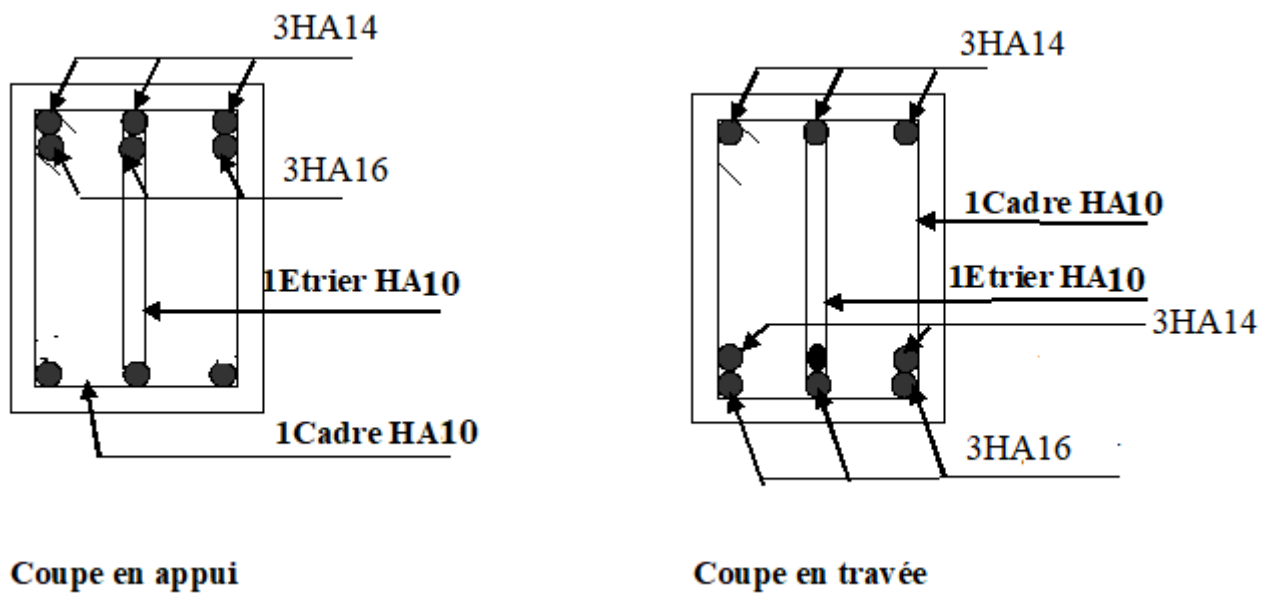


Fig V.13 : Schéma de ferrailage des poutres principale RDC.

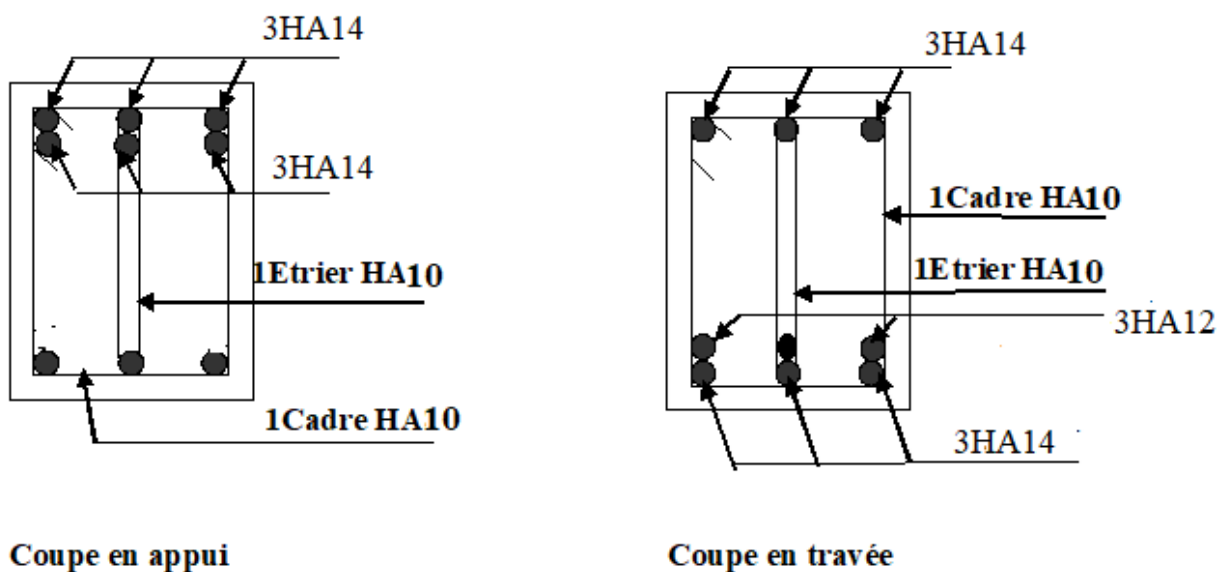


Fig V.14 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire RDC.

IV. ETUDE DES VOILES

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

- ELU.
- $G+Q+E$.
- $0.8G+E$.

IV.1. Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone

tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour

empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% b \times h$dans la zone courante.

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

IV.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

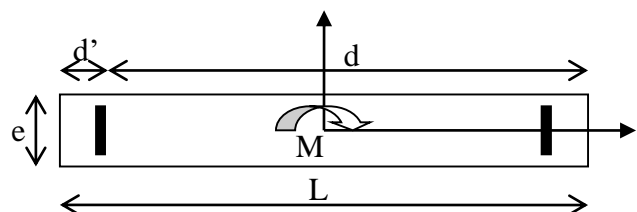


Fig. V.15 : Schéma d'un voile plein

$d = 0.9 L$; $d' = 0.1 L$

$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

• **Armatures horizontales :**

On fixe S_t et on calcule A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$
 $K=0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$S_t \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 Mpa.$

$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times S_t$

• **La longueur de recouvrement :**

40 ϕ zone qui peut être tendue.

$L_r = \begin{cases} 40\phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\phi & \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$

• **Diamètres des barres :**

$\phi < e/10$ zone courante.

• **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

Av cal /face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

Av min/face : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Av adop/face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N^{barre}/face: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur L/10 et l'autre au milieu du voile).

Ah min/face/ml : Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

Ah cal/face/ml : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

Ah adop/face : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

N^{barre}/face/ml : nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

Sens x-x :

Voile Vx1 : (voir figure IV.4 ; chapitre IV)

Tab V.16 : Résultats de ferrailage du voile Vx1

Niveau	RDC	Entre sol et 1 ^{er} étage	2 ^{em} , 3 ^{em} étage	4 ^{em} , 5 ^{em} , étage	6 ^{em} , 7 ^{em} , étage	8 ^{em} , 9 ^{em} , étage	10 ^{em} , 11 ^{em} , étage
L (cm)	150	150	150	150	150	150	150
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	465.0989	23.2181	33.0998	20.7882	19.7219	15.4771	11.7161
N (KN)	433.6586	159.1704	154.2662	136.9963	113.0386	82.5182	43.4867
V(KN)	506.25	203.8052	168.4388	141.059	124.2064	101.9454	90.3483
combinaison	ELA	ELU	ELU	ELU	ELU	ELU	ELU
τ_U Mpa	3.25	1.31	1.08	0.90	0.79	0.65	0.58
Av cal /face (cm ²)	19.60	2.95	3.17	2.56	2.19	1.63	0.96
Av min/face (cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
Av adop/face (cm ²)	20.11	5.03	5.03	5.03	5.03	5.03	5.03
N ^{barre} /face	10HA16	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA80	10HA8
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
Ah cal/face/m (cm ²)	2.28	0.92	0.76	0.63	0.55	0.45	0.40
Ah min/face/m (cm ²)	9.63	1.32	1.93	1.36	1.57	1.69	2.42
Ah adop/face (cm ²)	11.31	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	3.14

$N^{\text{barre}}/\text{face}(\text{cm}^2)/\text{ml}$	10HA12	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Sens y-y :

Voile Vy1 :

Tab V.17 : Résultats de ferrailage du voile Vy1

Niveau	RDC	Entre sol et 1 ^{er} étage	2 ^{em} , 3 ^{em} étage	4 ^{em} , 5 ^{em} , étage	6 ^{em} , 7 ^{em} , étage	8 ^{em} , 9 ^{em} , étage	10 ^{em} , 11 ^{em} , étage
L (cm)	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	1045.2586	963.2876	130.1481	136.2454	132.5132	128.7107	200.0439
N (KN)	900.4483	612.7494	719.4534	614.332	493.8452	351.398	190.6113
V(KN)	646.117	623.2147	416.3995	379.5237	315.5432	258.083	293.1252
τ_u Mpa	1.82	1.76	1.17	1.07	0.89	0.72	0.82
Av cal /face (cm ²)	26.40	21.20	12.01	10.58	8.80	6.70	5.31
Av min/face (cm ²)	7.54	7.54	7.54	7.54	7.54	7.54	7.54
Av adop/face (cm ²)	28.15	21.55	13.76	11	11	11	11
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	14HA16	14HA14	8HA12+6HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	30	30	30	30	30	30
Ah cal/face/ml (cm ²)	2.04	1.98	1.31	1.2	1.001	0.81	0.92
Ah min/face/ml (cm ²)	10.42	14.127	1.64	2.22	2.415	3.3	9.46
Ah adop/face (cm ²)	11.31	2.51	3.39	3.39	3.39	3.39	11.12
$N^{\text{barre}}/\text{face}/\text{ml}$	10HA12	10HA14	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	10HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

VI.3. Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile Vy1 au niveau de RDC ($L \times e = 3.35 \times 0.15 \text{cm}^2$):

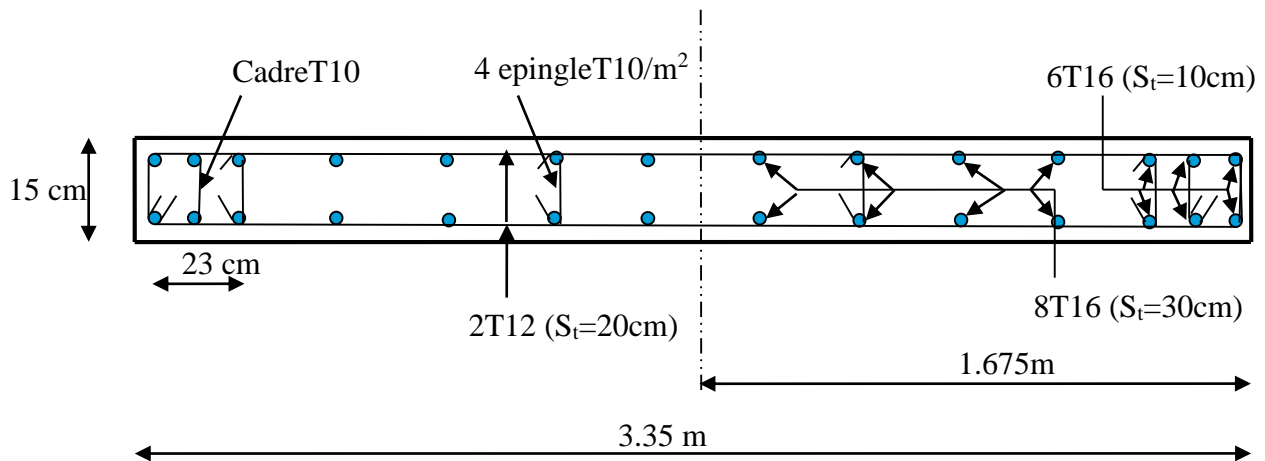


Fig. V.16 : Schéma de ferrailage du voile RDC

V. CONCLUSION

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Pour ce qui concerne les poteaux courts (sont situés au croisement des planchers) on a disposé un ferrailage transversal important par rapport aux autres poteaux car l'élançement géométrique des poteaux courts est plus petit.

I. INTRODUCTION

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

II. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

II.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : N=3933.1684KN

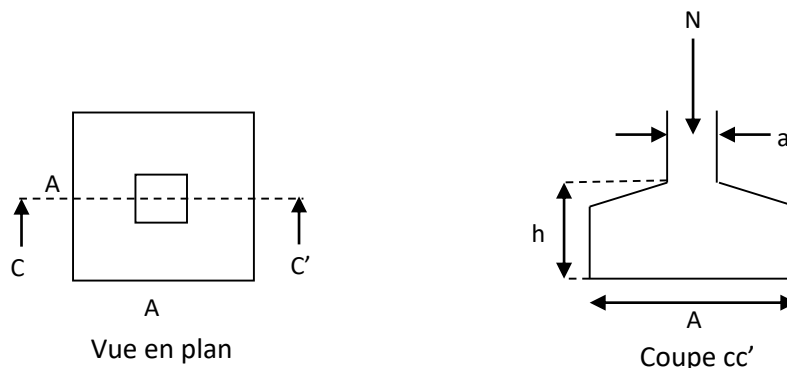


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3.9331684}{0.11}} = 5.98m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

II.2. Vérification des semelles filantes

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

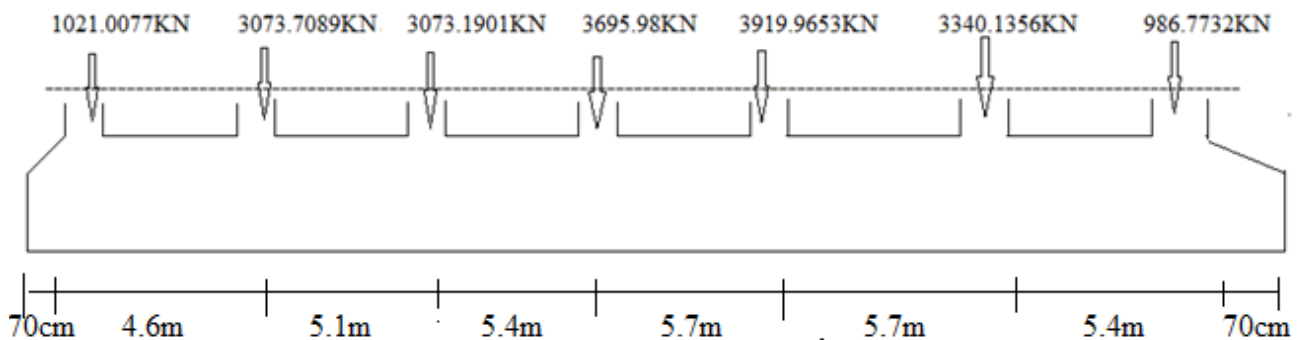


Fig VI.2 Semelle filante.

$$N = \sum N_i = 19100.7616KN$$

$$L = 33.33m$$

$$\text{La vérification à faire est : } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{19.1007616}{0.11 \times 33.3} = 5.2m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 5.2m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

II.3 Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé.

II.3.1 Dimensionnement

a. Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10}$$

h_r : Hauteur du radier

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

Pour notre cas :

$$L_{max} = 570/10 = 57cm \Rightarrow h_r \geq 57cm$$

b. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.7^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_r \geq 86.54 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_l = 90 \text{ cm}$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 45 \text{ cm}$ Pour le radier.

Calcul de la surface du radier

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 88105.0889 \text{ KN}.$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{88.1050889}{0.11} = 800.955 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 649.765 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} \geq S_{\text{bat}} = 800.955 \text{ m}^2. \Rightarrow \text{Le radier déborde}$$

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

On prend $D = 160 \text{ cm}$

$$P = 97.3 \text{ m}$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + D \cdot P = 649.765 + 155.68 = 805.445 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface : $S_{\text{radier}} = 805.445 \text{ m}^2$

II.3.2. Les vérifications**a. Vérification de la poussée hydrostatique**

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3 m

S : surface totale du bâtiment = 649.765m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10kN/m³

$$P = 1.5 \times 3 \times 649.765 \times 10 \text{KN} = 29239,425 < 88105,0889 \text{KN}. \text{ Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

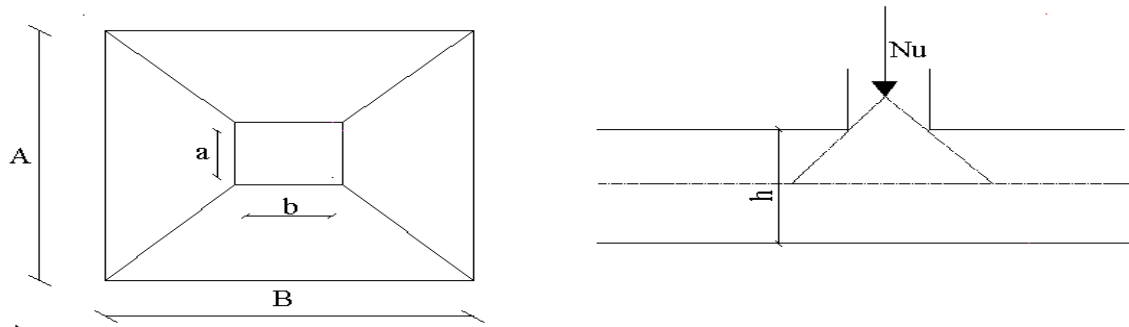


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 6,40\text{m}$.

$$N_u = 3933,1684 \text{KN} \quad \text{RPA93 (Art A.5.2.41)}$$

$$N_u = 3,393 \text{MN} \leq 0,045 \times 6,4 \times 0,9 \times \frac{30}{1,5} = 5,184 \text{MN}. \text{ Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 3 \text{MPa}.$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_U = \frac{9395297 \times 5.7 \times 1}{2 \times 649.765} = 531.67 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{531.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.405} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$N = 88105.8829 \text{ KN}$ et $M_x = 326696.6138 \text{ KN.m}$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 13.62 \text{ m}$$

$$Y_g = 7.23 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 54324.7688 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 24479.76 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{88.10588}{800.955} + \frac{13.62 \times 326.696}{54324.76881} = 0.187 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{88.10588}{800.955} - \frac{13.62 \times 326.696}{54324.76881} = 0.023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.191 + 0.028}{4} = 0.150 \text{ MPa} \geq \sigma_{sol} = 0.11 \text{ MPa}$$

Donc ; la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$N = 88105.88 \text{ KN}$ et $M_y = 106608.018 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{88.10588}{800.955} + \frac{7.23 \times 106.608018}{24479.76} = 0.119 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{88.10588}{800.955} - \frac{7.23 \times 106.608018}{24479.76} = 0.0091 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.141 + 0.078}{4} = 0.125 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.11 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

Dans ce cas on propose d'améliorer la capacité portante de sol σ_{sol} .

Les méthodes d'amélioration de la capacité portante des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique (vibrations par exemple) ou par inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant dans le but :

-augmenter la capacité portante et la résistance au cisaillement

-diminuer les tassements

-diminuer ou éliminer les risques de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou vibrations importante

Parmi ces méthodes on citer : compactage dynamique et plots ballastés, drainage verticaux, méthodes vibroflottation.

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx} : e = \frac{326696613}{88105.88} = 3.7 \text{m} < \frac{31.9}{4} (= 7.975 \text{m})$$

$$\text{Sens yy} : e = \frac{106608018}{88105.88} = 1.21 \text{m} < \frac{22.3}{4} (= 5.575 \text{m})$$

II.3.3 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations

$$N_u = 121214.9448 \text{KN}$$

$$P_{\text{red}} = 805.445 \times 0.45 \times 25 = 9061.256 \text{KN}$$

$$P_{\text{ner}} = 25 \times (0.9 - 0.45) \times 0.75 \times 260.2 = 2195.4375 \text{KN}$$

$$N_u = N_{u\text{cal}} + 1.35(N_{\text{rad}} + N_{\text{ner}}) = 121214.9348 + 1.35(2195.4375 + 9061.256)$$

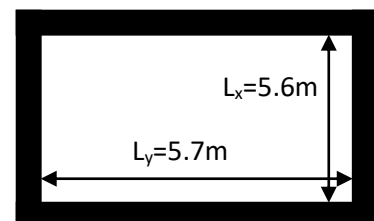


Figure VI.4 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$N_u = 136411.471 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 99362.5735 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{136411.471}{805.445} = 169.36 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{99362.573}{805.445} = 123.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

i. ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 203.94 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 194.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 173.349 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 165.4595 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -101.97 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -97.335 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{169.36 \times 5.6}{2} = 474.208 \text{ KN}$$

ii. ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.04457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 172.422 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 167.146 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 146.5587 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 142.07 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -86.211 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -83.573 \text{KN.m} \end{cases}$$

B. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.45) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour h>12 cm et $\alpha \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	Acalculée (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	173.349	13.04	3.63	10HA16=20.11	10
	En appuis	101.97	7.19		8HA14=12.32	12.5
Sens yy	En travée	165.4595	12.42	3.63	10HA16=20.11	10
	En appuis	97.335	7.19		8HA14=12.32	12.5

C. Vérifications à l'ELS

a) État limite de compression du béton

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

Localisation	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	I cm ⁴	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation	
Sens xx	En travée	146.5587	20.11	293077.7	12.81	6.44	Vérifiée
	En appuis	86.211	12.32	199406.69	10.45	4.54	Vérifiée
Sens yy	En travée	142.07	20.11	293077.7	12.81	6.24	Vérifiée
	En appuis	83.573	12.32	199406.69	10.45	4.54	Vérifiée

b) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ _s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	147.305	21.11	12.81	205.01	Vérifiée
	En appuis	-86.65	12.32	10.45	192.61	Vérifiée
Sens yy	En travée	142.8	20.11	12.81	198.74	Vérifiée
	En appuis	-84	12.32	10.45	192.61	Vérifiée

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

Armature // à Lx S_t ≤ min (3 h, 33cm) = 33cm. Pour notre cas S_t=25cm.

Armature // à Lx S_t ≤ min (4 h, 45 cm) = 45 cm. Pour notre cas S_t=25cm.

Schéma de ferrailage du radier

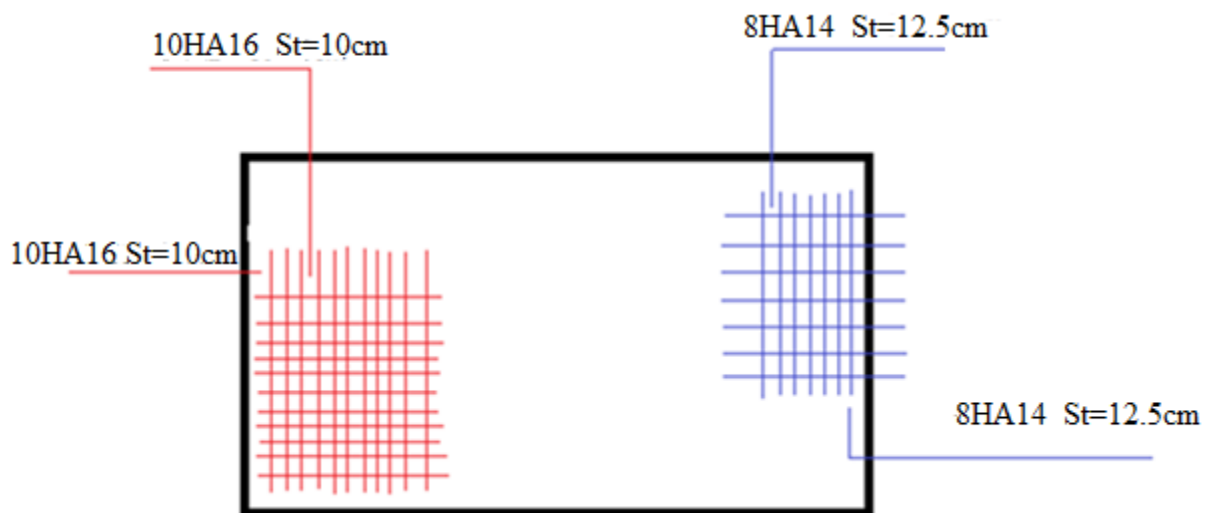


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

II.3.4 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 160cm de largeur

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 169.36 \times \frac{1.6^2}{2} = 216.7808 \text{ KN.m}$$

b=1m ; d=0.4m ; f_{bu}=14.2 MPA

-μ_{bu} = 0.0958 ; α = 0.126 ; Z = 0.37984 .

A=16.38cm²

Soit : 11HA14/ml = 16.93 cm²

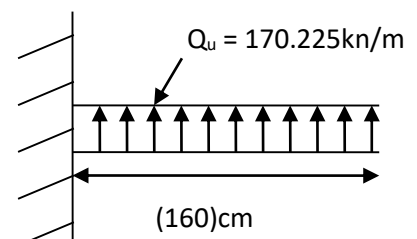


Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \min(0.1 f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 169.36 \times 1.6 = 270.976\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{270.976 \times 10^{-3}}{1 \times 0.4} = 0.677\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

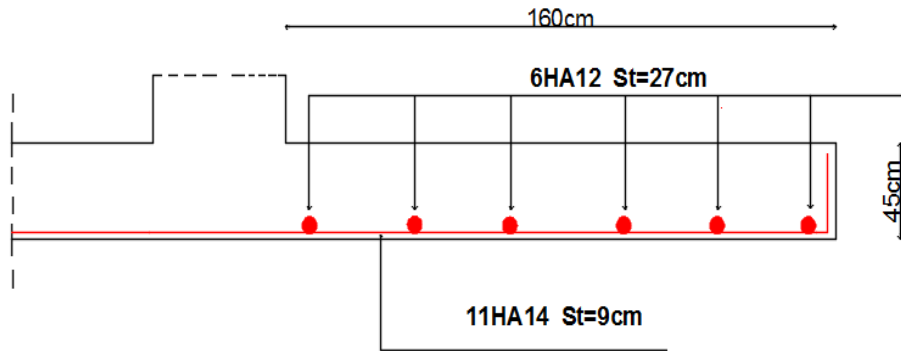


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de débord

II.3.5 Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

a. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

▪ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

▪ Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux.

Sens longitudinal (x-x):

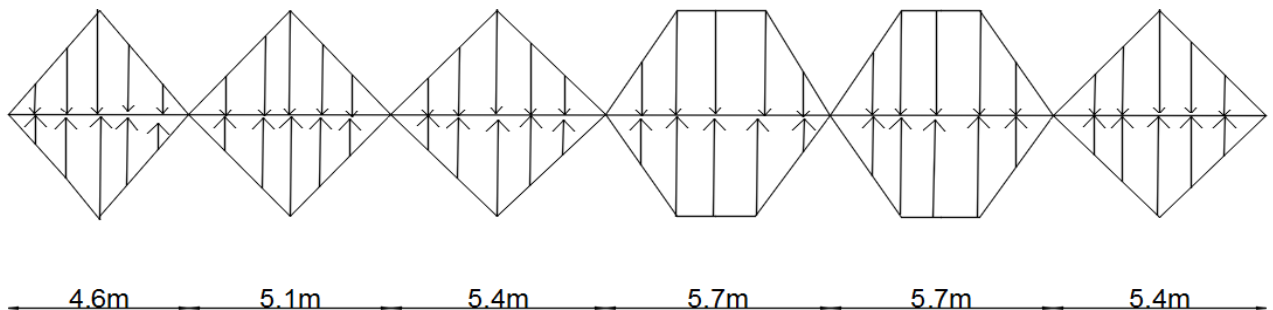


Fig VI.8 Sollicitations sur les nervures longitudinales

Sens transversal (y-y) :

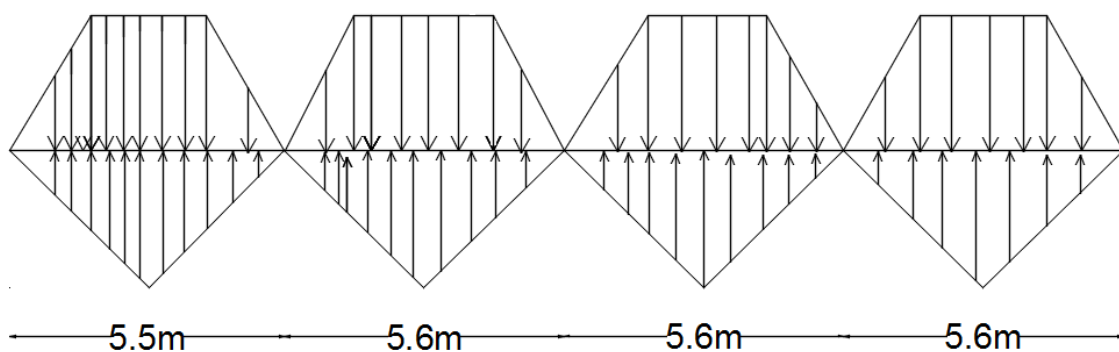


Fig VI.9 Sollicitations sur les nervures transversales.

Calcul des sollicitation

Les resultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Selon x-x

ELU

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens xx a ELU.

Travée	I _x (m)	I' _x (m)	P(KN/m)	M _a (KN.m)		X(KN.m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
				M _g	M _d			
A-B	4.6	4.6	519.36	0	1215.24	1.791	833.276	1992.284
B-C	5.1	4.08	575.824	1215.24	1236.171	2.543	646.454	
C-D	5.4	4.32	609.69	1236.171	1475.685	2.627	868.005	
D-E	5.7	4.56	656.31	1475.685	1605.535	2.815	1125.224	
E-F	5.7	4.56	656.31	1605.535	1869.062	2.78	929.769	
F-G	5.4	5.4	609.69	1869.062	0	3.268	1386.036	

ELS

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens xx a ELS.

Travée	I _x (m)	I' _x (m)	P(KN/m)	M _a (KN.m)		X(KN.m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.6	4.6	378.3	0	885.177	1.791	606.957
B-C	5.1	4.08	419.424	885.177	900.412	2.543	470.868
C-D	5.4	4.32	444.09	900.412	1074.86	2.627	632.247
D-E	5.7	4.56	478.04	1074.86	1169.432	2.815	819.582
E-F	5.7	4.56	478.04	1169.432	1361.42	2.78	677.207
F-G	5.4	5.4	444.096	1361.42	0	3.268	1009.59

Salon y-y

ELU

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens xx a ELU.

Travée	I _x (m)	I' _x (m)	P(KN/m)	M _a (KN.m)		X(KN.m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
				M _g	M _d			
A-B	5.5	5.5	621.37	0	1889.54	2.197	1499.76	2122.441
B-C	5.6	4.48	632.92	1899.54	1494.466	2.911	792.975	
C-D	5.6	4.48	632.92	1494.466	1961.486	2.668	758.565	
D-E	5.6	5.6	632.92	1961.486	0	3.353	1597.224	

ELS

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure du radier dans le sens xx a ELU.

Travée	I _x (m)	I' _x (m)	P(KN/m)	M _a (KN.m)		X(KN.m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	5.5	5.5	452.6	0	1376.33	2.197	1092.40
B-C	5.6	4.48	461.022	1376.33	1088.576	2.911	577.61

C-D	5.6	4.48	461.022	1088.576	1428.756	2.668	552.542
D-E	5.6	5.6	461.022	1428.756	0	3.353	1163.426

b. Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple,

$h=90\text{ cm}$

$h_0=45\text{cm}$

$b_0=60\text{cm}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{LY}{10}; \frac{LX}{2}\right)$

$b_1 \leq \min\left(\frac{570}{10}; \frac{560}{2}\right)$

$b_1=55\text{cm}$

$b=b_1 \times 2 + b_0 = 55 + 2 \times 60 = 170\text{ cm}$

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

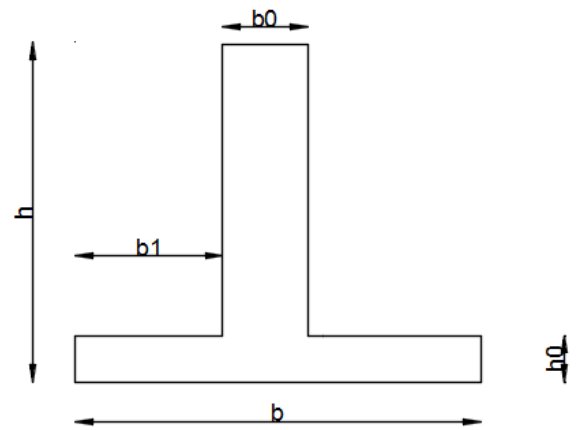


Fig VI.10 schéma du la nervures .

Tableau VI.8 : Tableau du ferrailage des nervures.

Sens	localisation	Moment (KN.m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)
XX	Travée	1386.036	47.94	20.41	12HA25=58.91
	Appui	1869.062	65.59	20.41	8HA32+4HA20=76.91
YY	Travée	1597.224	55.61	20.41	8HA32+4HA20=76.91
	appui	1961.486	69.11	20.41	8HA32+4HA25=83.98

c. Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}.$

$\tau_u = \frac{2122.441 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.85} = 1.46\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa}$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

d. Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton

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

Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240\text{MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

Sens	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _{bc} MPA	σ _{bc}	σ _s MPA	σ _s
XX	Travée	1009.59	51.84	0.2532	0.042816	6	15	219.2	240
	Appui	1361.42	76.91	0.282	0.052594	7.34	15	229.3	240
YY	Travée	1163.426	76.91	0.274	0.0497	6.44	15	210.2	240
	appui	1428.756	76.91	0.292	0.0561	7.47	15	221.4	240

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25.7; 60; 32) \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{t \min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t = \min(22.5; 24; 30) = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

II.3.5. Schéma de ferrailage :

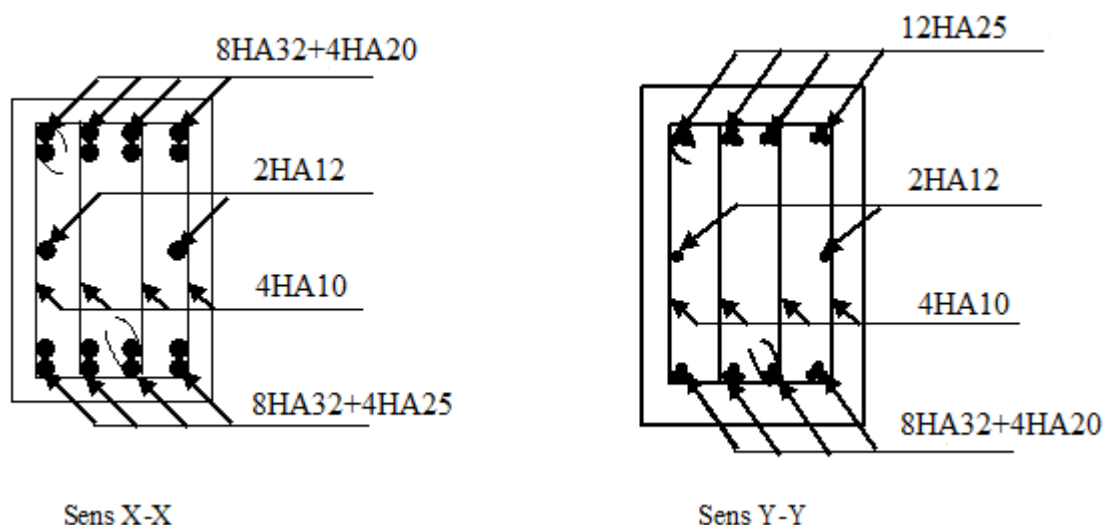


Fig VI.11 Ferrailage des nervures.

II.4 Voile périphérique :**II.4.1 Introduction :**

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastrée en pied et articulé en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

II.4.2 Caractéristiques des voiles :

- Hauteur $h = 3.06$ m.
- Epaisseur $e = 20$ cm.
- Largeur $L = 5.4$ m

II.4.3 Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.
- Angle de frottement : $\varphi = 22.4^\circ$
- $C=0$ bar

II.4.4 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/ml

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20$ KN/m³

Φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\Phi = 22.4^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right) = 0,448$$

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0\pi\Phi$

➤ Sollicitations :

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 3.06 \times 20 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 27.42 \text{ kn/m}^2$$

b. Charge due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot Q = Q \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 4 \text{ KN / m}^2$$

$$P_2 = Q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} + \frac{22.4}{2}\right) = 4.68 \text{ kn/m}^2$$

II.4.5 Ferrailage :

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{\min} = 1.5 \cdot Q = 1.5 \times 4.48 = 6.72 \text{ kn/ml}$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 43.737 \text{ kn/ml}$$

Calcul à l'ELS :

$$\sigma_{\min} = Q = 4.48 \text{ kn/ml}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 31.9 \text{ kn/ml}$$

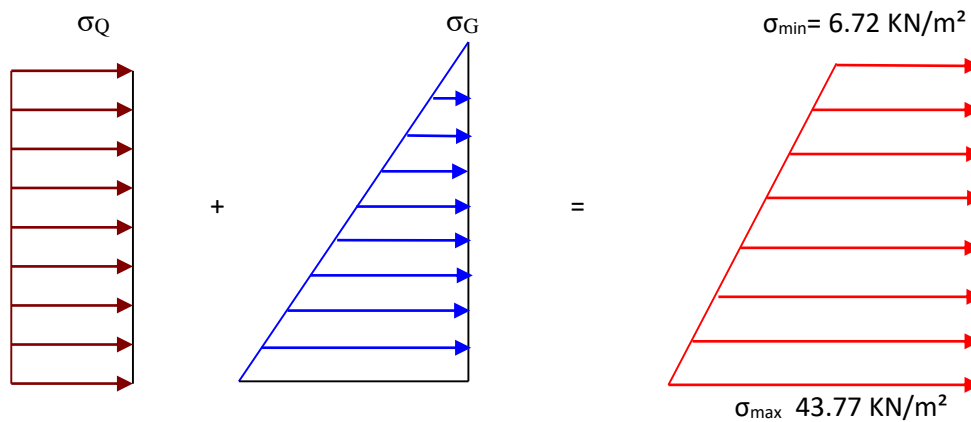


Figure VI.12 : Diagramme des contraintes.

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 5.4 \text{ m} ; l_y = 5.6 \text{ m.} \\ b = 100 \text{ cm} ; e_p = 20 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

ELU

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 34.48 \text{ kn/ml}$$

ELS

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 25.04 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELU : } \rho = \frac{5.4}{5.6} = 0.96 \quad u_x = 0.0401$$

$$u_y = 0.9092$$

$$\text{ELS : } u_x = 0.0401$$

$$u_y = 0.9092$$

Le panneau travail dans les deux sens.

Tableau VII.11 : résumé des sollicitations

Moments	M_0^x	M_0^y	M_t^x	M_t^y	M_a^x
ELU	40.31	36.64	34.2635	31.144	20.155
ELS	34.616	32.48	29.4235	27.668	17.308

résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Ferrailage du voile périphérique

Sens		M (kN.m)	A (cm^2 /ml)	A_{adop} (cm^2 /ml)	A_{min}	St (cm)	choix
x-x	En travée	34.2635	6.06	9.24	1.63	17	6HA14
	En appui	20.155	3.5	3.5	1.63	20	5HA12
y-y	En travée	31.144	5.48	9.24	1.63	17	6HA14
	En appui	18.32	3.15	3,15	1.63	20	HA12

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

$$V_u^x = \frac{qu lx}{2} \times \frac{ly^4}{LY^4 \times LX^4} = 62.064 \text{ KN}$$

$$V_u^y = 65.138 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{\mu} = \frac{65.138 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.325 \text{ Mpa}$$

$0.325 < 1.5$ les armature transversales ne sont pas nécessaire

Vérification des contraintes :

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y < 18 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq 215.55 \text{MPa}$$

Tableau VII.13: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Sens		M (KN.M)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	obs	σ_s (MPa)	obs
x-x	En travée	29.4336	5,61	23866	6.92	Vérifier	210.50	Vérifier
	En appui	17.30	4.58	16276	4.87	Vérifier	198.011	Vérifier
y-y	En travée	27.608	5.61	23866	6.49	Vérifier	197.55	Vérifier
	En appui	16.24	4,58	16276	4.57	Vérifier	185.83	Vérifier

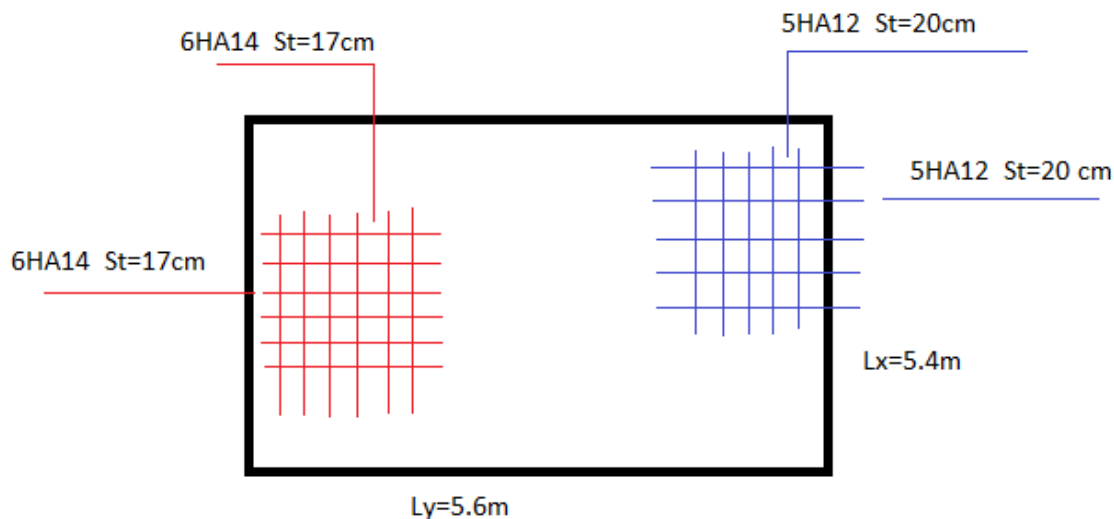


Figure VI.13 : Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

III.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 45cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (60 \cdot 90) \text{ cm}^2$.

Pour le débord nous avons opté 160cm. On propose le compactage dynamique cette méthode permet de traiter le sol en profondeur, par des actions de surface.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment (R+12+sous-sol), c'est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire ; et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons :

1. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales, les ouvertures.
2. La modélisation en tenant compte des éléments secondaires (escalier ; acrotère) fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
3. L'irrégularité de notre structure en élévation a induit une différence de rigidité entre les deux parties de la structure. Ce qui s'est répercuté sur la disposition de nos voiles.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
6. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
7. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
8. Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces dernier ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
9. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
10. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R) , charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Victor Davidovici (Aide – mémoire de béton armé).

Autres documents consultés :

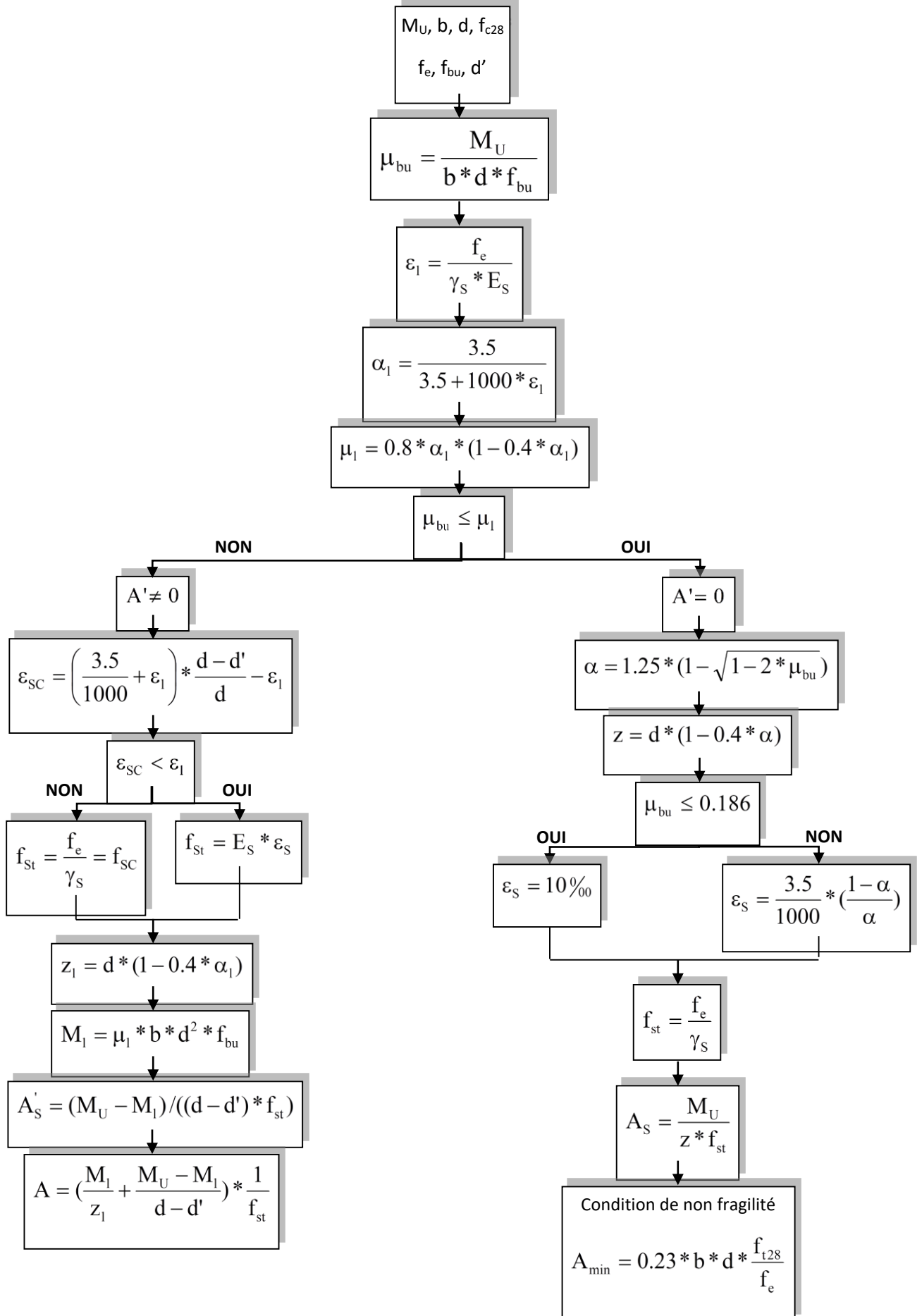
Cahiers de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

Annexe I

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe II
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447

Annexes

0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexes

Annexe III

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe IV
Table de PIGEAUD

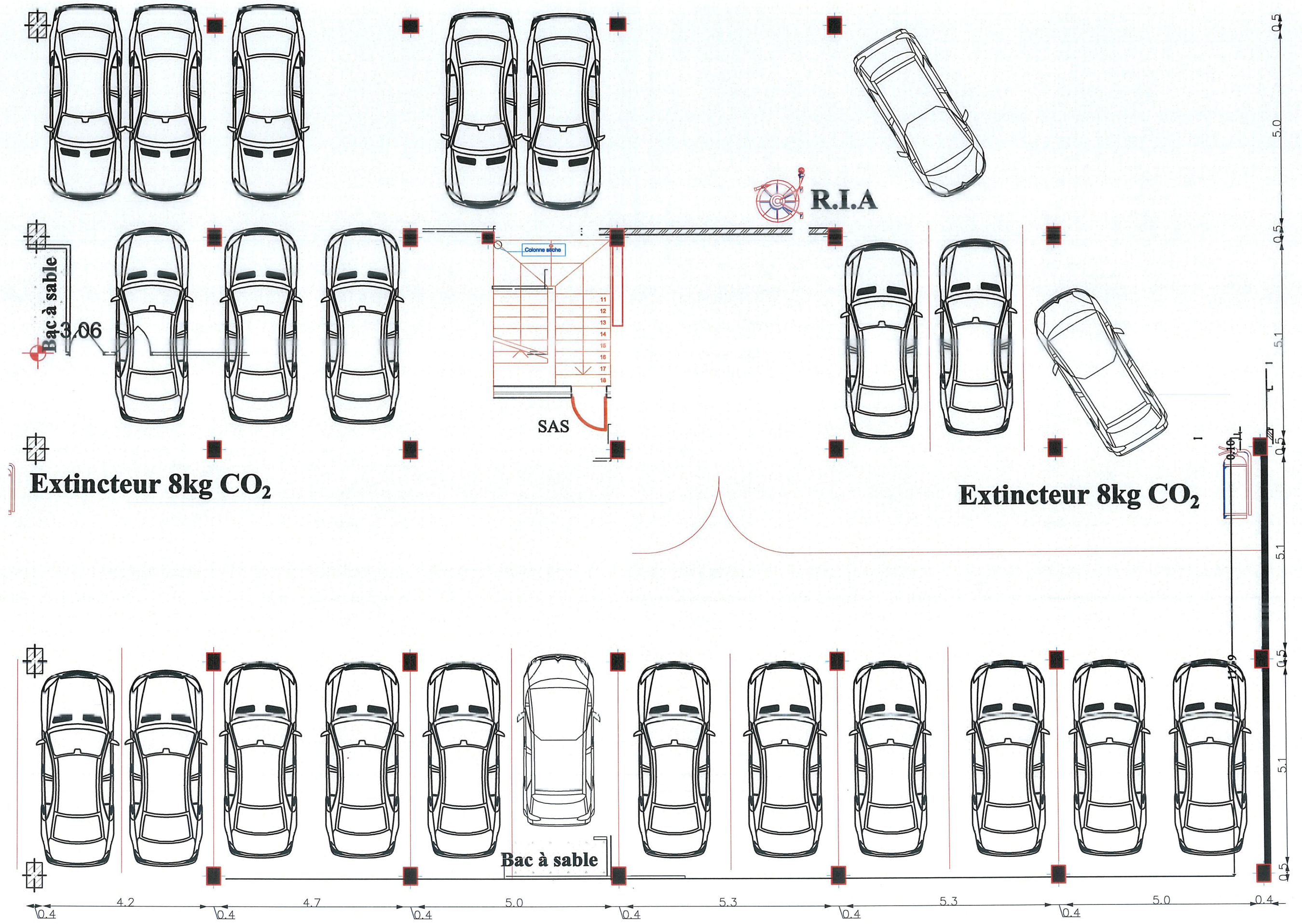
M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

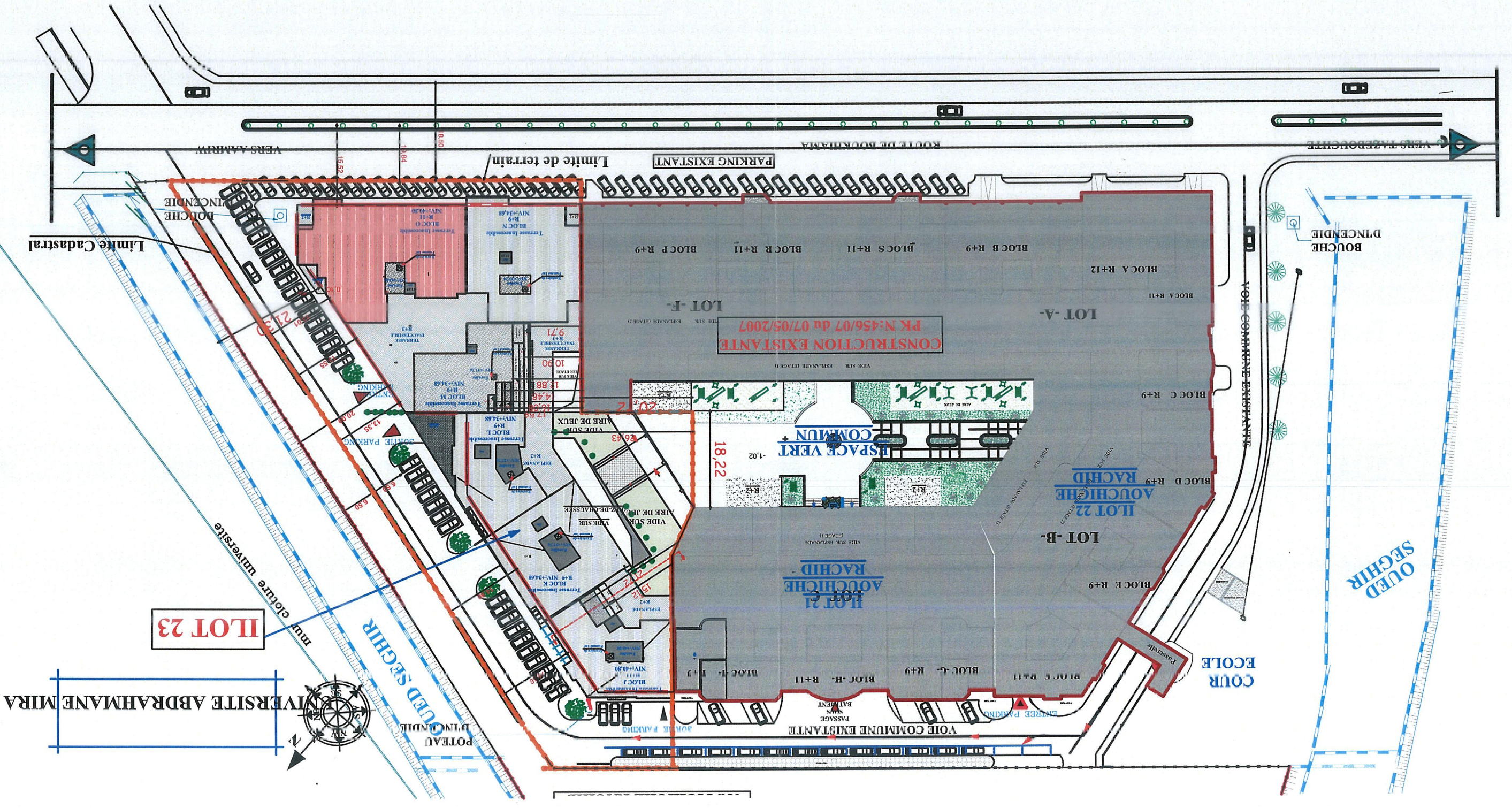
Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.7$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

PLAN SOUS -SOL -0-





LOT 23

CONSTRUCTION EXISTANTE
 PK N:456/07 du 07/05/2007

LOT 22
 RACHID AOUCHICHE

LOT 21
 RACHID AOUCHICHE

UNIVERSITE ABRAHMANE MIRA



cloture universite

OUD SEGHIR

POTEAU

COUR ECOLE

OUD SEGHIR

BOUCHE D'INCENDIE

VOIE COMMUNE EXISTANTE

VOIE COMMUNE EXISTANTE

VERS AMIRW

ROUTE DE BOUKHAYMA

VERS LAZBOUCHTE

Limite de terrain

Limite Cadastral

BLOCS R+9

BLOCS R+11

BLOCS R+9

BLOCS R+11

BLOCS R+9

BLOCS R+11

BLOCS R+9

LOT F-

LOT A-

LOT B-

LOT C-

LOT D-

LOT E-

LOT F-

ESPACE VERT

ESPACE VERT

ESPACE VERT

ESPACE VERT

ESPACE VERT

ESPACE VERT

ESPACE VERT

AIRE DE JEUX

AIRE DE JEUX

AIRE DE JEUX

AIRE DE JEUX

AIRE DE JEUX

AIRE DE JEUX

AIRE DE JEUX

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

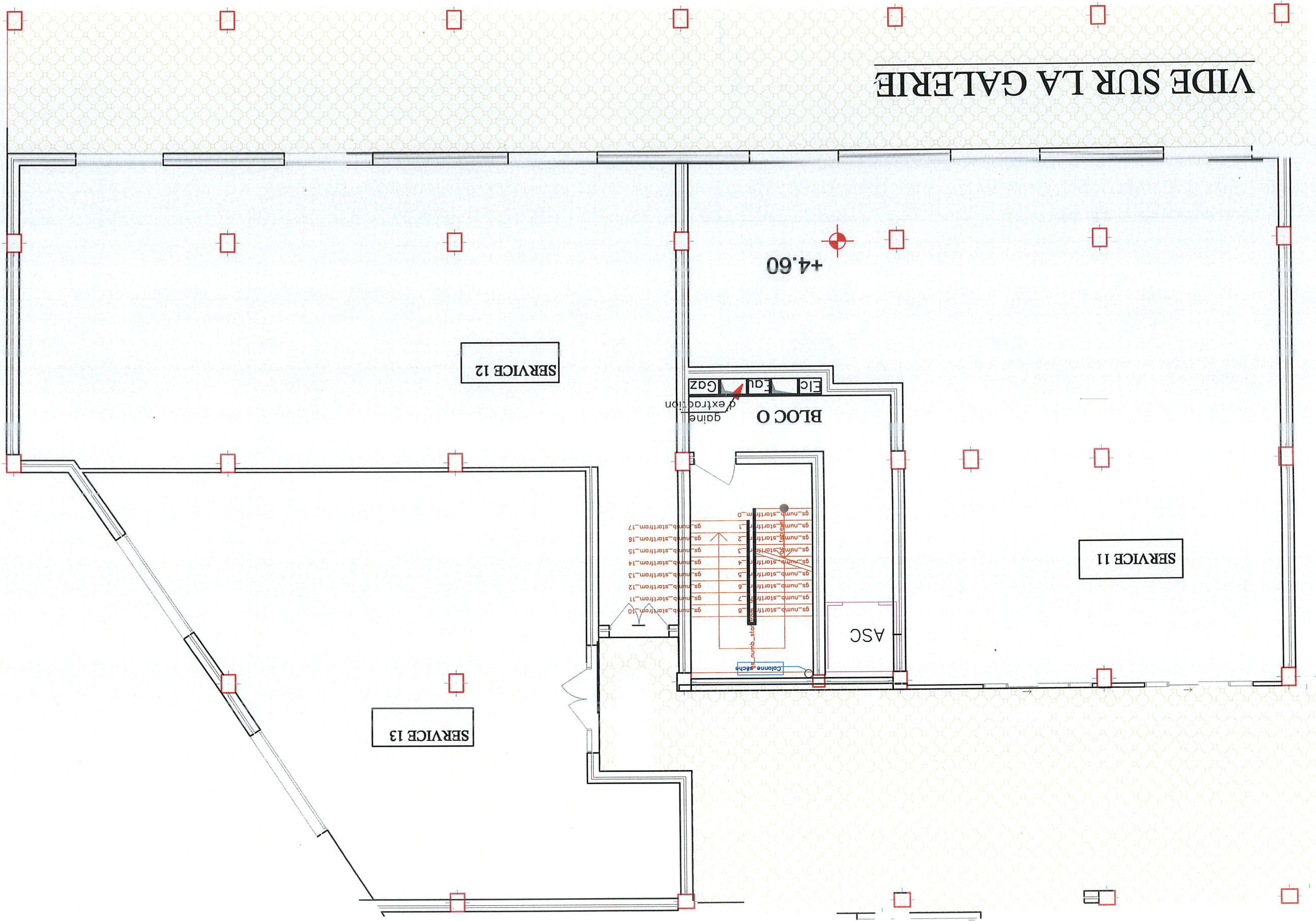
VIDE SUR

VIDE SUR

VIDE SUR

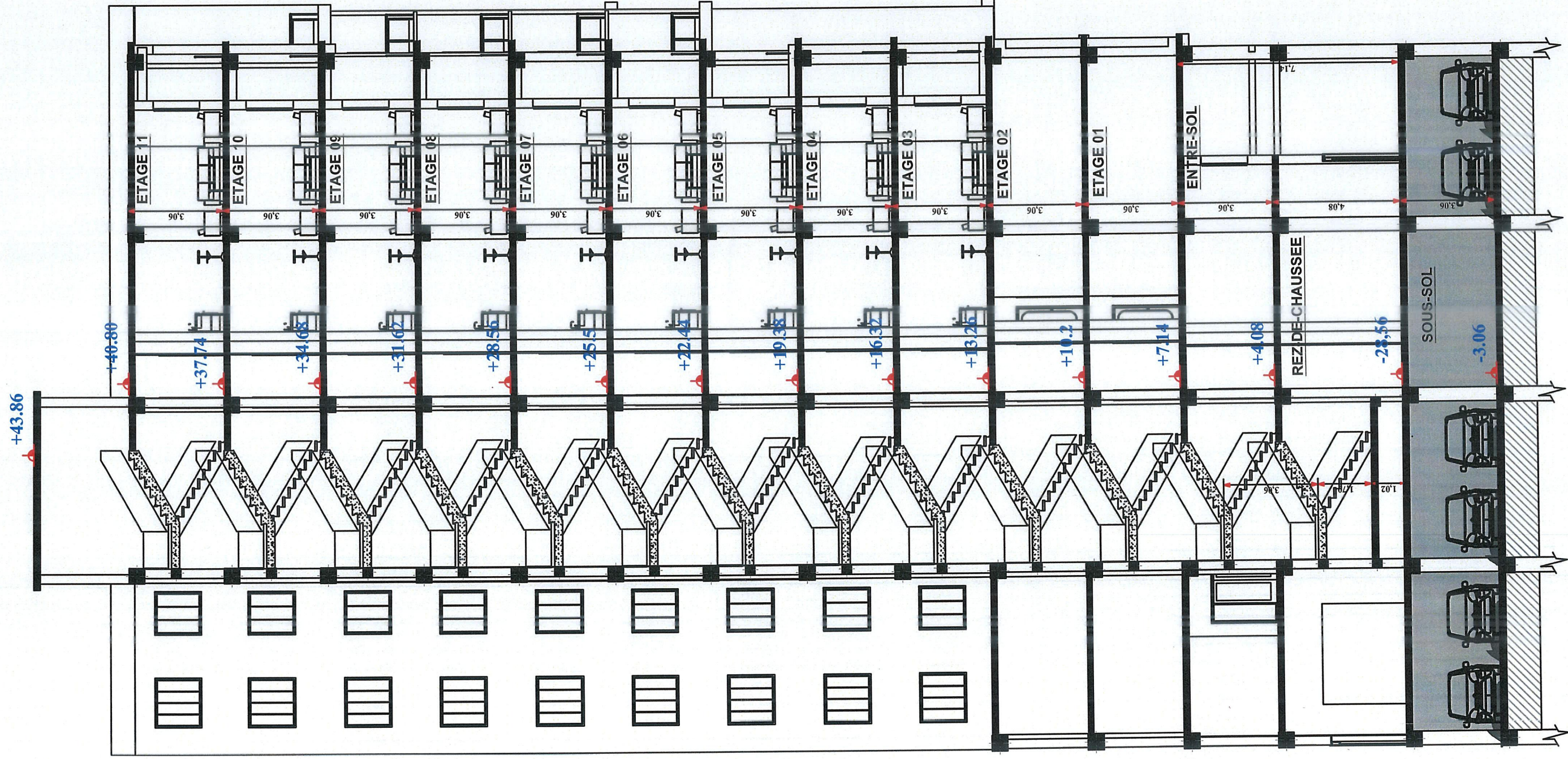
PLAN D'ENTREE - SOL - O-

A-

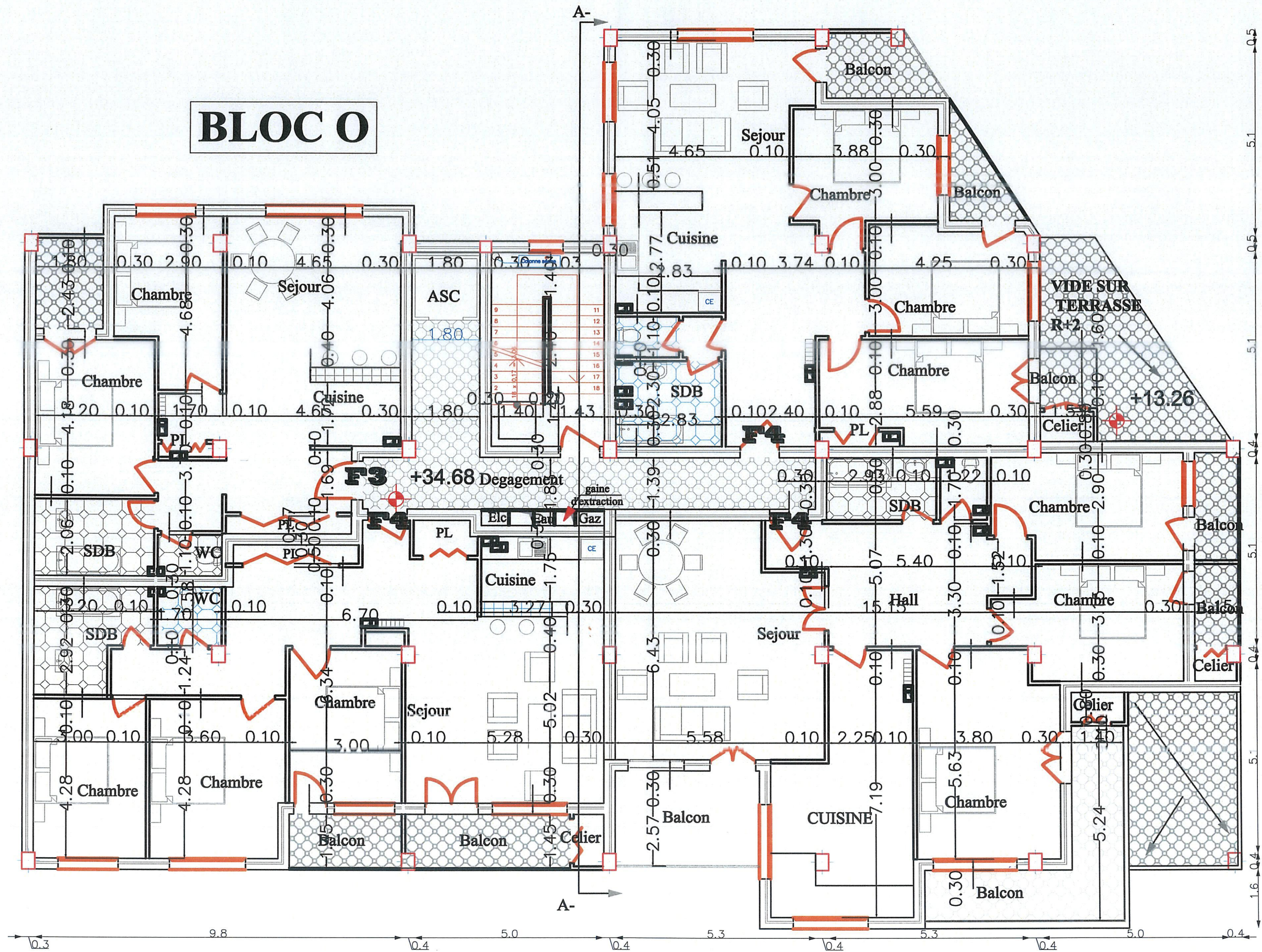


VIDE SUR LA GALERIE

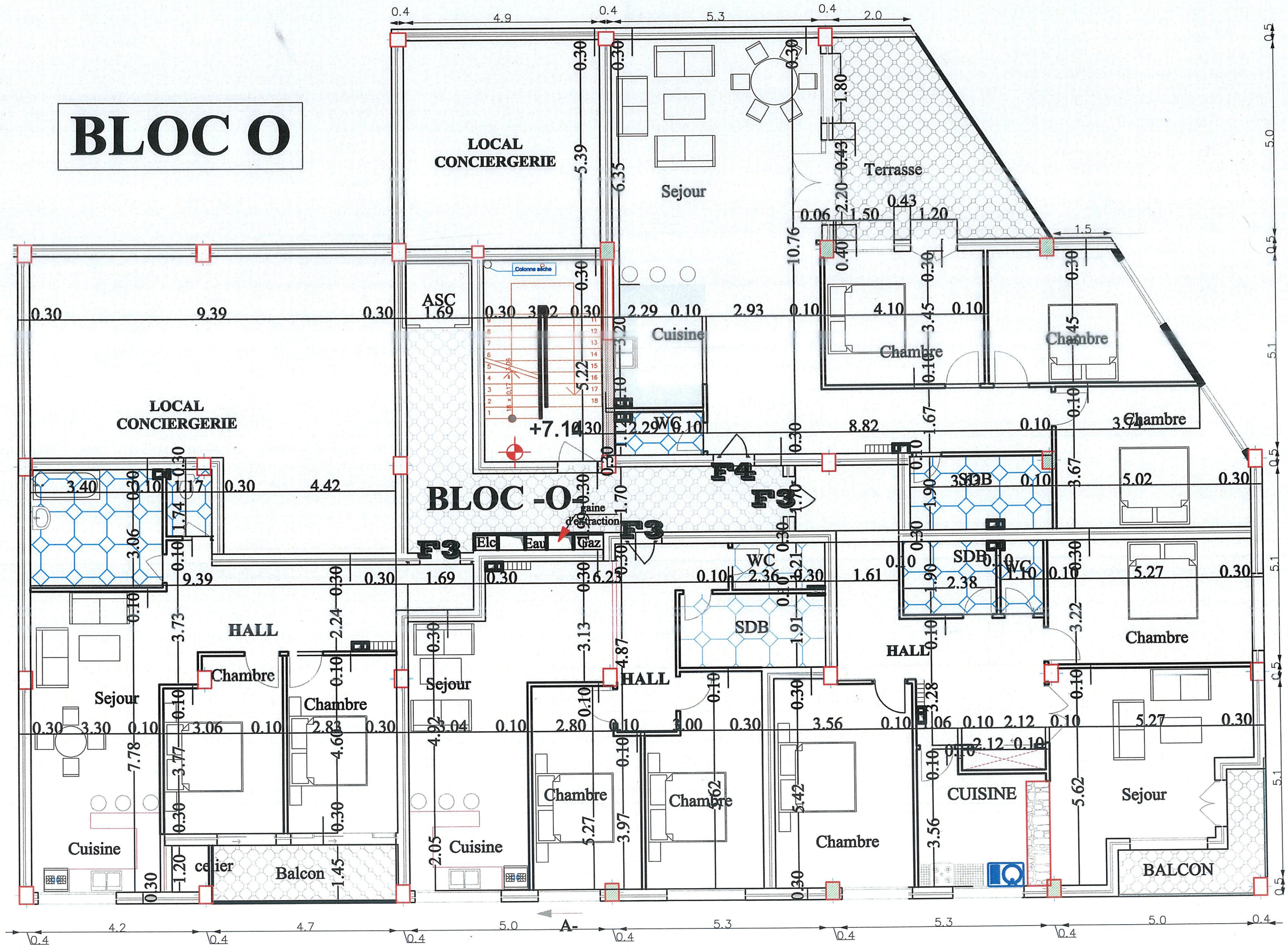
COUPE-AA- BLOC -0-



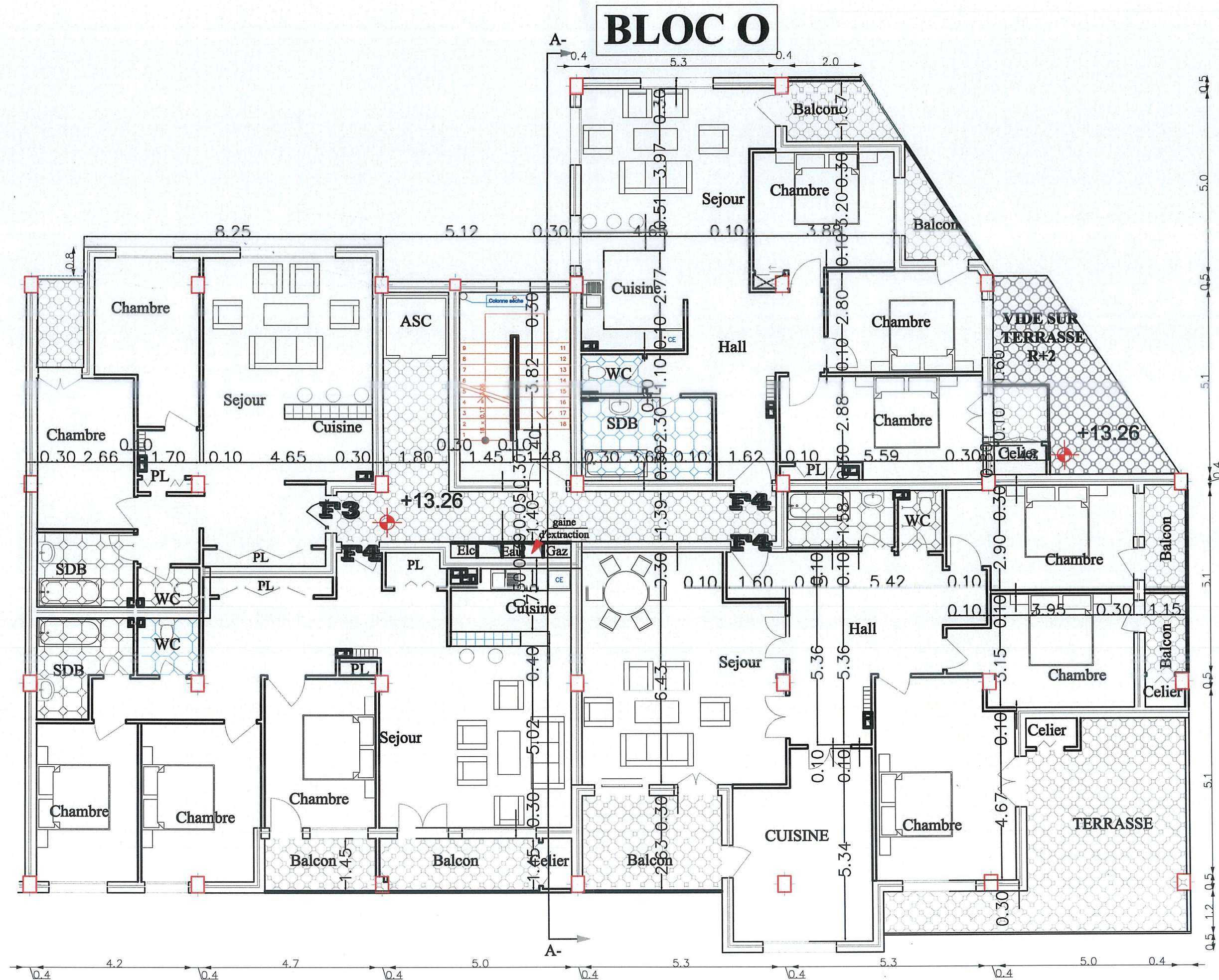
PLAN DE 11EME ETAGE ECH:1/200



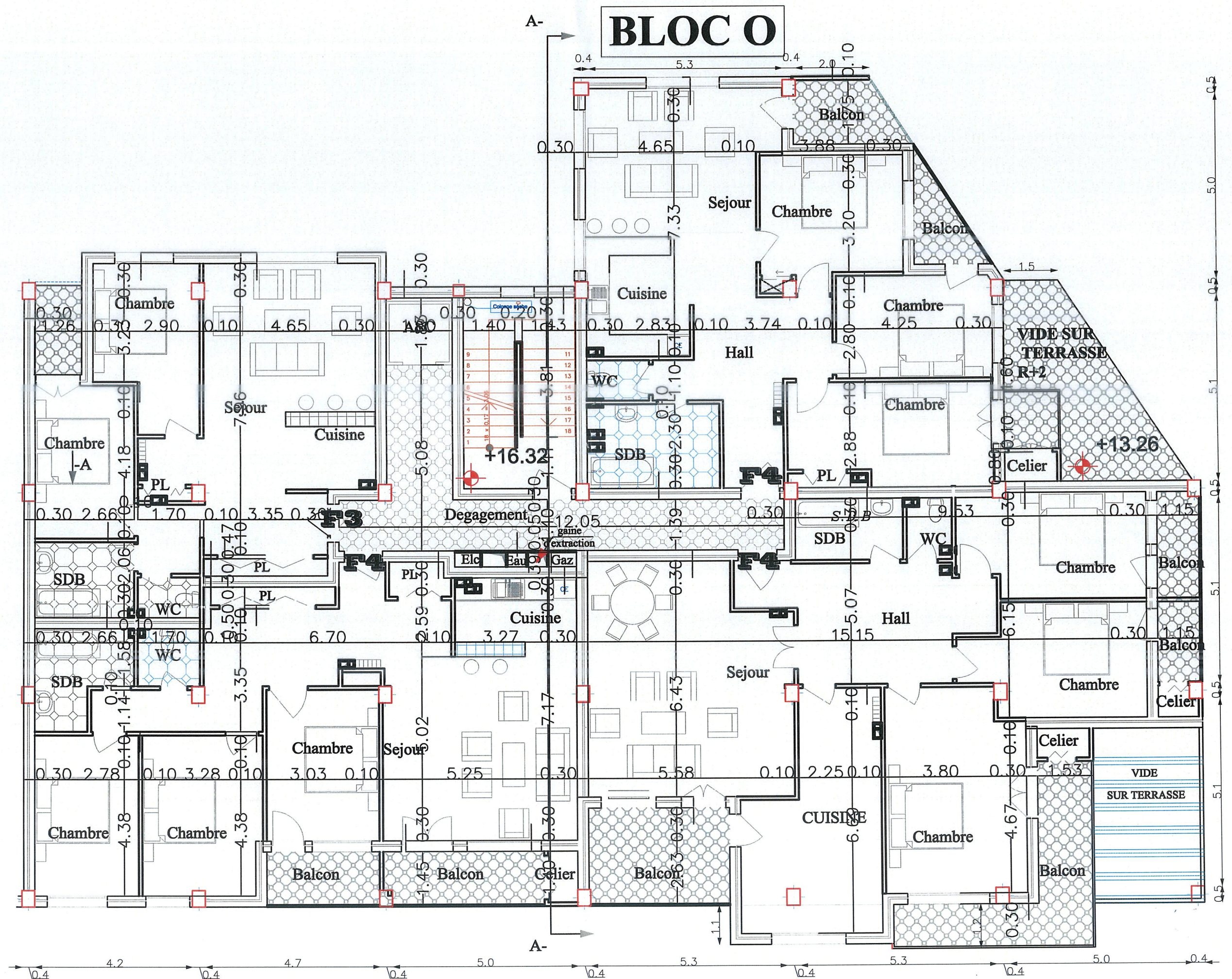
PLAN DE 2EME ETAGE ECH:1/200



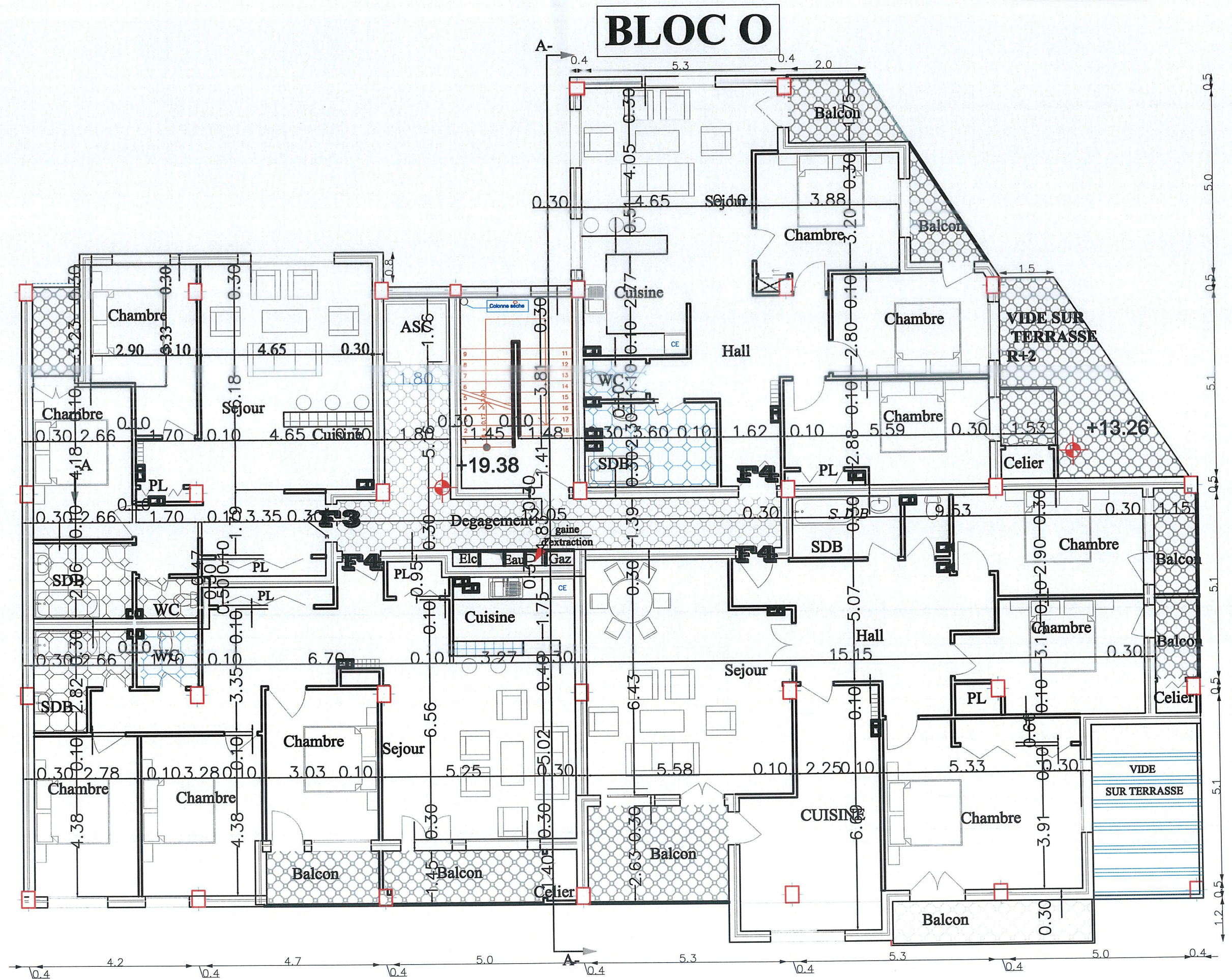
PLAN DE 3EME ETAGE ECH:1/200



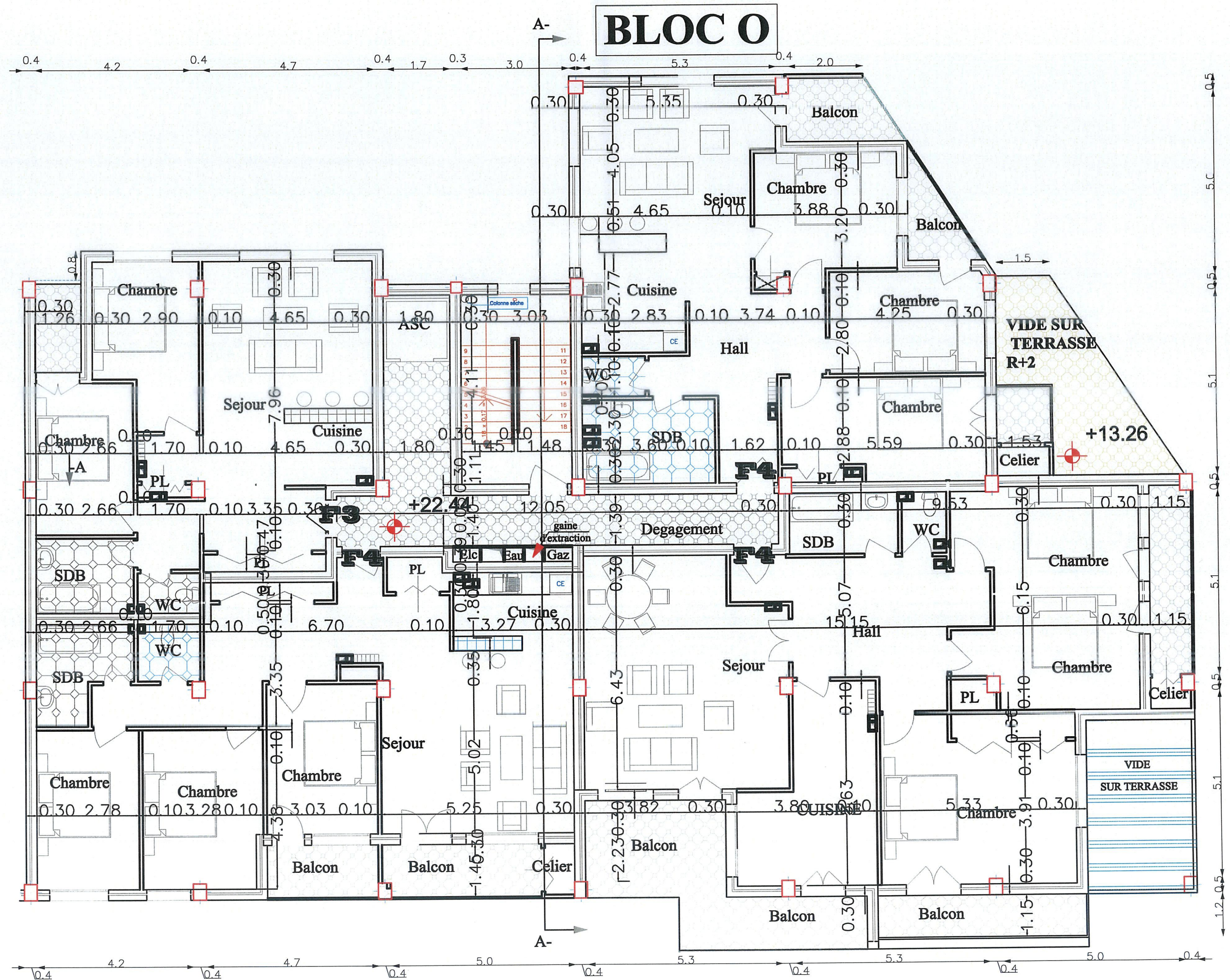
PLAN DE 4EME ETAGE ECH:1/200



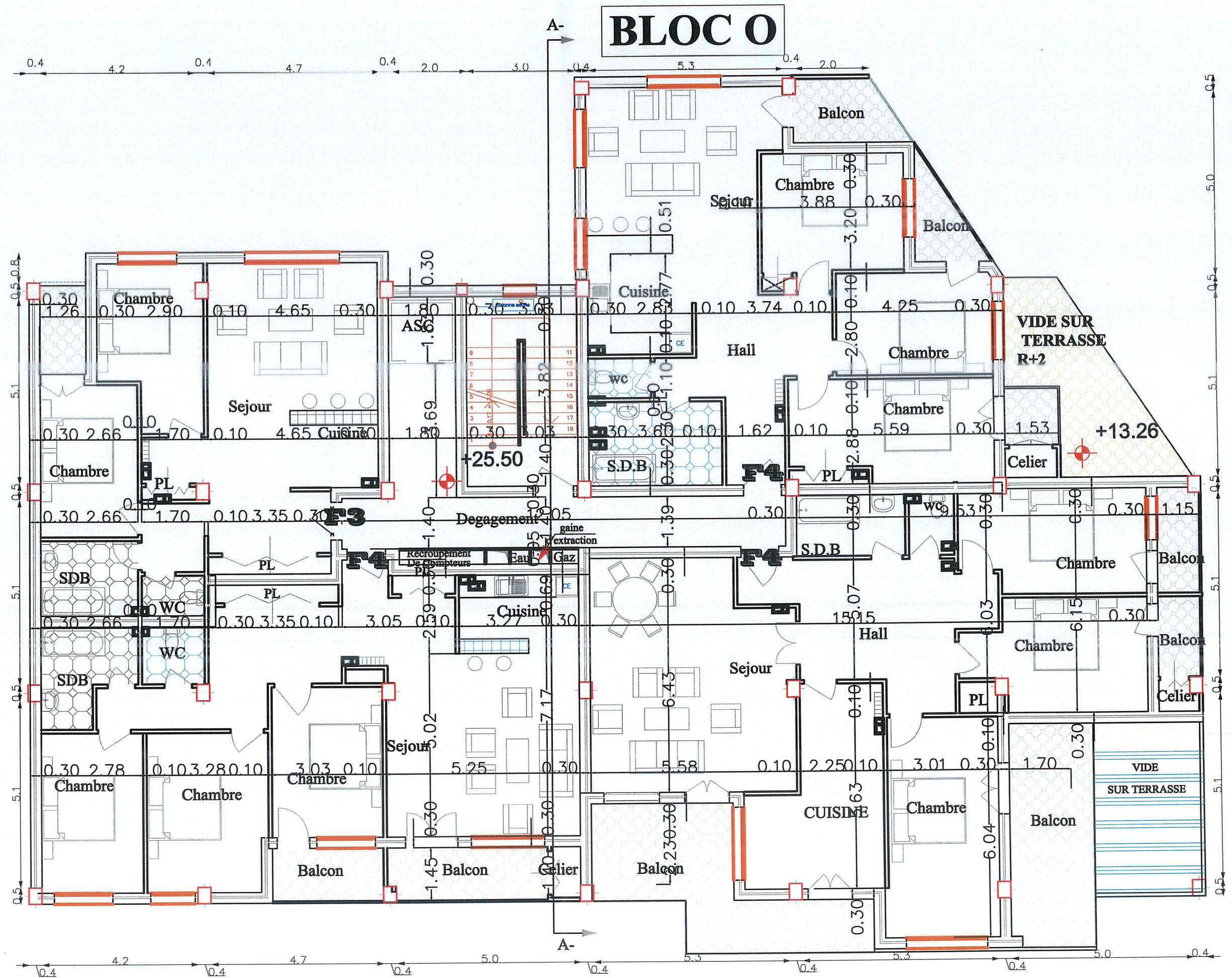
PLAN DE 5EME ETAGE ECH:1/200



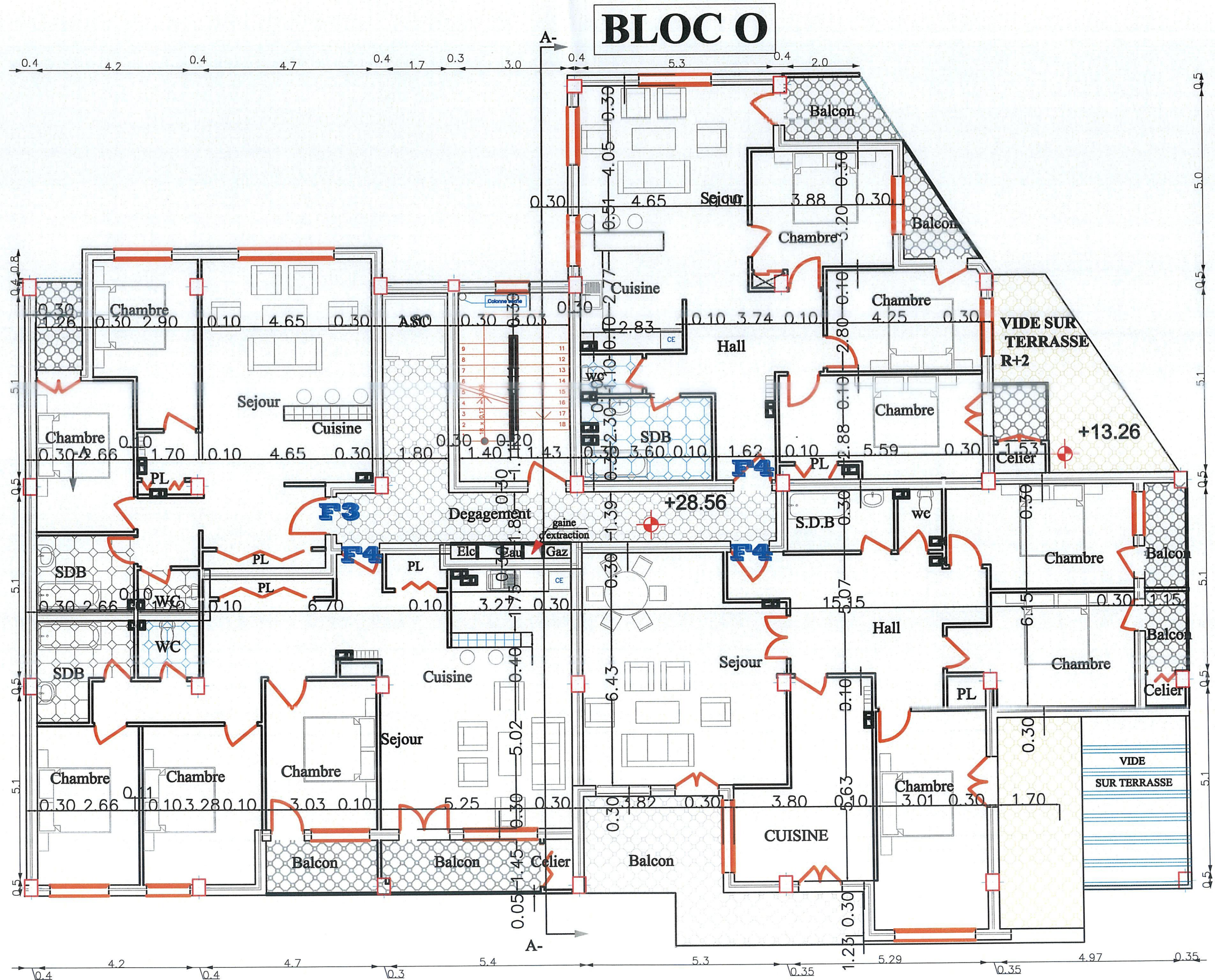
PLAN DE 6 -7EME ETAGE ECH:1/200



PLAN DE 8 EME ETAGE ECH:1/200



PLAN DE 9 EME ETAGE ECH:1/200



PLAN RDC -0-

