



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème:

*Etude d'un bâtiment (R+9+Vide Sanitaire) à usage
d'habitation*

Contreventé par un système mixte

(voiles-portiques)

Réalisé par :

Mr: SENOUNE Idir
Mr: AMROUN Karim

Encadré par :

Mr : A.LAICHAOUI

Membres de jury:

Mr : LARABAT Ziane Ahmed
M^{elle}: MEZIANI Meriem

Promotion 2016/2017

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude.

En particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la force d'achever ce modeste travail.

Un grand merci à nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études

Un grand merci à notre promoteur Mr : A. Laichaoui

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil De l'université de Bejaia.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre Travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire, De près ou de loin.

IDIR & KARIM

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

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

✚ *Mes frères : Massinissa, Chafik, Kouçayla et mes sœurs Dalila et nyssa et à toute la famille AMROUN.*

✚ *A Mon binôme : Idir*

✚ *Mes amis sans exception.*

✚ *Toute la promotion 2017.*

AMROUN
KARIM

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, avec tout ce que j'ai de sentiment de respect et d'amour, à mon premier sourire et ma source de tendresse, Ma chère mère et l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et respect, Mon chère père. C'est à ces deux chères que je me mets à genoux, c'est à eux que je dis merci et je vous aime.

A mes chères sœurs : Ryma, Wissam.

A mes chères ancies : Karim, Samir, Farid et BOB.

A mon binôme : Karim.

Enfin je dédie ce travaille à ma grande famille et à tout mes amis particulièrement Sofiane ainsi à une personne qui est chère à mes yeux.

SENOUNE IDIR

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I Généralités

	page
I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.3.Caractéristiques géométriques de la structure	1
I.4.Présentation de la structure	1
I.4.1.Eléments structuraux.....	2
I.5.Caractéristiques du sol d'assise	3
I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.6.1.Le béton.....	3
I.6.2.L'acier :	5
I.7.Règlementset normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont	7
I.8.Conclusion :	7

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction	8
II.2.Les Planchers	8
II.2.1.Planchers à corps creux	8
II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles	9
II.3.Les dalle pleins	10
II.4.Ascenseur	12
II.5.Les escaliers	12
II.5.1. Définition	12
II.5.2. Dimensionnement	13
II.6.Les poutres	14
II.6.1.Poutres principale.....	14
II.6.2.Poutres secondaire	14
II.7.Les voiles	15
II.8.Les poteaux	16
II.9.Evaluation des charges et surcharges sur les planchés.....	17
II.9.1.Plancher des étages courants	17

II.9.2.Dalle pleine	18
II.9.3.Les murs extérieurs (double parois en brique creuse).....	18
II.9.4.Les escaliers	19
II.10.Descente de charge.....	19
II.10.1.Descente de charge pour le poteau (A)	20
II.10.2.Descente de charge pour le poteau (B)	22
II.10.3.La loi de dégression des charges d'exploitation	23
II.10.4.Vérifications des conditions de RPA99/2003	30
II.11. Conclusion	30

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction :	31
III.2.Les planchers	31
III.2.1.Planchers à corps creux	31
III.2.1.1.Etude des poutrelles	31
III.2.1.1.1.Methode de calcul	31
III.2.1.1.1.a. Méthode forfaitaire	31
III.2.1.1.1.b. Méthode CAQUOT	34
III.2.1.2.Ferailage des poutrelles	43
III.2.1.3.Vérificaion a l'ELU	45
III.2.1.4.Vérification a l'ELS	46
III.2.1.5.Schéma de ferailage des poutrelles	51
III.2.1.6.Ferailage de la dalle de compression	51
III.3.Planchers à dalles pleines	52
III.3.1. Panneau DP1	52
III.3.1.1.Ferailage DP1	54
III.3.1.2.Vérification a l'ELU	55
III.3.1.3.Vérification a l'ELS	55
III.3.1.4.Schémas de ferailage DP1	58
III.3.2.Panneau DP2	58
III.3.2.1.Ferailage DP2	60
III.3.2.2.Vérification a l'ELU	61
III.3.2.3.Vérification a l'ELS	61
III.3.2.4.Schémas de ferailage DP2	63

III.3.3.	Panneau DP3	64
III.3.3.1.	Ferailage DP3	64
III.3.3.2.	Vérification a l'ELU	65
III.3.3.3.	Vérification a l'ELS	65
III.3.3.4.	Schémas de ferailage DP3	66
III.4.	Etudes des esliers	66
III.4.1.	Escalier type1	66
III.4.1.1.	Ferailage	70
III.4.1.2.	Vérification de la section a l'ELU	72
III.4.1.3.	Vérification de la section a l'ELS	73
III.4.1.4.	Schémas de ferailage d'escalier type1	80
III.4.2.	Escalier type2	80
III.4.2.1.	Ferailage	85
III.4.2.2.	Vérification a l'ELU	86
III.4.2.3.	Vérification a l'ELS	87
III.4.2.4.	Schémas de ferailage d'escalier type2	88
III.5.	Etude de la poutre palière	88
III.5.1.	Pré-dimenssionnement	88
III.5.2.	Calcul de la poutre palière	89
III.5.3.	Ferailage a la flexion simple	89
III.5.4.	Vérification a l'ELU	90
III.5.5.	Vérification a l'ELS	93
III.5.6.	Schémas de ferailage de la poutre palière	94
III.6.	Etude de la poutre de chainage	94
III.6.1.	Pré-dimenssionnement	94
III.6.2.	Ferailage de la poutre chainage	95
III.6.3.	Vérification a l'ELU	96
III.6.4.	Vérification a l'ELS	96
III.6.5.	Schémas de ferailage de la poutre de chainage	97
III.7.	Etudes de l'assenseur	97
III.7.1.	Etude de la dalle de l'assenseur	98
III.7.1.1.	Cas d'une charge répartie	99
III.7.1.1.1.	Calcul du Ferailage	100

III.7.1.1.2. Vérification a l'ELU	101
III.7.1.1.3. Vérification a l'ELS	102
III.7.1.1.4. Schéma de ferrailage de la dalle	103
III.7.1.2. Cas d'une charge concentrée	103
III.7.1.2.1. Calcul du ferrailage	105
III.7.1.2.2. Vérification a l'ELU	106
III.7.1.2.3. Vérification a l'ELS	107
III.7.1.2.4. Schéma de ferrailage de la dalle	109
III.8. Conclusion	109

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1. Introduction	110
IV.2. Méthodes de calcul	110
IV.2.1. Méthode statique équivalente	110
IV.2.2. Méthodes d'analyse modale spectrale	114
IV.2.3. Modilisation de la structure	115
IV.3.2.1. Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	118
IV.3.2.2. Vérification de la résultante de la force sismique	119
IV.3.2.3. Vérification de l'effort normale réduit	121
IV.3.2.4. Justification vis-à-vis de déplacement	122
IV.3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	123
IV.3. Conclusion	125

Chapitre V Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	126
V.2. Étude des poteaux :.....	126
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003	126
V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux	128
V.2.3. Calcul de ferrailage	129
V.2.4. Vérifications nécessaire.....	131
V.2.5. Dispositions constructives	134
V.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux	136
V.3. Étude des poutres.....	137

V.3.1. Recommandations du RPA99/2003	137
V.3.2. sollicitations et ferrailage des poutres	138
V.3.3.Vérification nécessaire	141
V.3.4.Schemas de ferrailages des poutres	146
V.4.Etude des voiles	151
V.4.1.Recommandation du RPA 99/2003	151
V.4.2.Calcul des sollicitations revenant aux voiles	152
V.4.3.Ferrailage	156
V.4.3.Schémas de Ferrailage	161
V.5.Conclusion	162

Chapitre VI Etude de L'infrastructure

VI.1. Introduction	163
VI.2. Choix du type de fondation	163
VI.2.1.Vérification des semelles isolées	163
VI.2.2.Vérification des semelles filantes	164
VI.2.Radier général	164
VI.2.3.1.caractéristique géométrique de radier	165
VI.2.3.2.Vérifications nécessaires	166
VI.2.3.3.Ferrailage du radier général	168
VI.2.3.4.vérification à l'ELS	169
VI.2.3.5.Schemas de Ferrailage du radier général	170
VI.2.3.6.ferrailage du débord	171
VI.2.3.6.1 vérification à l'ELS	171
VI.2.3.6.2.Schémas de ferrailage du débord	172
VI.3.Etudes des nervures	172
VI.3.1.Définition des charges qui reviennent sur les nervures	172
VI.3.2. Ferrailage de la nervures	175
VI.3.3. Vérifications nécessaires	175
VI.3.3. Schémas de ferrailage des nervures	177
VI.4. études des voiles périphériques	178
VI.4.1. Dimensionnement des voiles	178
VI.4.2. ferrailage du voile	178
VI.4.3. Vérifications nécessaires	179

VI.4.4. Shémas du ferrailage voile périphérique	181
VI.5.Conclusion	181
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	

Liste des figures

Chapitre I Généralités

	Page
Figure I.1. Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	4
Figure I.2 Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	6

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher a corps creux	8
Figure II.2 Schéma d'une poutrelle	9
Figure II.3 Dispositions des poutrelles	10
Figure II.4 Schéma de terminologie d'escalier	12
Figure II.5 Schéma statique type1	13
Figure II.6 Schéma statique type 2	14
Figure II.7 Schéma statique d'un voile	16
Figure II.8 vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge.....	20
Figure II.9 Surface qui revient au Poteau (A).....	20
Figure II.10 Surface qui revient au poteau (A) toiture.....	21
Figure II.11 surface qui revient au poteau (B).....	22
Figure II.12 Surface qui revient au poteau (B) toiture.....	23

Chapitre III Etude des éléments secondaires

Figure III.1 Diagramme des moments à deux travées	32
Figure III.2 Diagrammes des moments à plusieurs travées	32
Figure III.3 Diagramme des efforts tranchants à deux travées	33
Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées	33
Figure III.5 schéma statique de la poutrelle type 1	36
Figure III.6 schéma statique de la poutrelle type 3.....	40
Figure III.7 schémas de ferrailage des poutrelles	51
Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	52
Figure III.9 Dalle sur quatre appuis panneau DP1	53
Figure III.10 Schéma de ferrailage de panneau de dalle DP1	58
Figure III.11 Dalle sur trois appuis panneau DP2	58
Figure III.12 Schéma de ferrailage de la dalle DP2	63
Figure III.13 Schéma d'une dalle sur deux appuis DP3	64

Figure III.14 schéma de ferrailages de la dalle DP3.....	66
Figure III.15 Coupe en élévation de l'escalier (type 1)	66
Figure III.16 Diagramme des moments type 1 (ELU).....	69
Figure III.17 Diagramme des efforts tranchant type 1(ELU)	70
Figure III.18 Diagramme des moments type 1 (ELS)	74
Figure III.19 Diagramme des efforts tranchant type 1 (ELS).....	75
Figure III.20 Schéma de ferrailage d'escalier (type1).....	80
Figure III.21 Coupe en élévation de l'escalier (type 2)	80
Figure III.22 Diagramme des moments type 2 (ELU).....	82
Figure III.23 Diagramme des efforts tranchant type 2(ELU)	82
Figure III.24 Diagramme des moments type 2 (ELS)	84
Figure III.25 Diagramme des efforts tranchant type 2 (ELS).....	84
Figure III.26 Schéma de ferrailage d'escalier (type2).....	88
Figure III.27 Schémas statique de poutre palière	88
Figure III.28 Schéma de ferrailage de la poutre palière	94
Figure III.29 Schéma statique de la poutre de chaînage	95
Figure III.30 Schéma de ferrailage de la poutre chaînage	97
Figure III.31 Cage d'ascenseur.....	98
Figure III.32 Ferrailage de la dalle cas charge répartie	103
Figure III.33 Schéma représentant la surface d'impacte.	104
Figure III.34 Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée.....	109

Chapitre IV Etude dynamique

Figure IV.1 Spectre de réponse Sens X ET Y.....	115
Figure IV.2 Disposition des voiles.....	116
Figure IV.3 Vue en plan.....	116
Figure IV.4 Premier mode de déformation (translation suivant X) (T=0.83sec).....	117
Figure IV.5 Deuxième mode de déformation (translation suivant Y) (T=0.78sec)	117
Figure IV.6 Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T= 0.74 sec).....	118

Chapitre V Etude des éléments structuraux

Figure V.1 Zone nodale.....	127
Figure V.2 Section réduite du béton.....	132
Figure V.3 Section d'un poteau.....	133
Figure V.4 Ferrailage des sections des poteaux	135

Figure V.5 Les moments dans la zone nodale.....	143
Figure V.6 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.....	146
Figure V.7 Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale	146
Figure V.8 Schéma des contraintes	157
Figure V.9 Schéma de ferrailage du voile Vx3 RDC.....	161

Chapitre VI Etude de L'infrastructure

Figure VI.1 Semelle filante	164
Figure VI.2 Schéma de ferrailage de radier	170
Figure VI.3 Shéma statique du débord.....	171
Figure VI.4 Schéma de ferrailage du débord	172
Figure VI.5 Schéma des lignes de rupture du radier	172
Figure VI.6 Schéma des nervures dans le sens x-x	173
Figure VI.7 Schéma des nervures dans le sens y-y	173
Figure VI.8 Section de la nervure à ferraille.....	175
Figure VI.9 Schéma du voile	178
Figure VI.10 Diagramme des contraintes.	178
Figure VI.11 Schéma de ferrailage du voile périphérique	181

Liste des tableaux

Chapitre I Généralités

Page

Tableau I.1 f_e en fonction du type d'acier.	6
---	---

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 Charges sur plancher étages courants.....	18
Tableau II.2 Evaluation des charges sur balcons et dalle plein autour de l'ascenseur	18
Tableau II.3 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.	18
Tableau II.4 Evaluation des charges du palier.....	19
Tableau II.5 Évaluation des charges de la volée.....	19
Tableau II.6 Poids propre des poteaux.....	20
Tableau II.7 Descente de charge de poteau (A).....	24
Tableau II.8 Descente de charge de poteau (B).....	25
Tableau II.9 Vérification des poteaux à la compression simple.....	28
Tableau II.10 Vérification des poteaux au flambement.....	29
Tableau II.11 Dimensions des poteaux	30

Chapitre III Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 Les différents types de poutrelles	35
Tableau III.2 Chargement sur les poutrelles	35
Tableau III.3 Les sollicitations des poutrelles	43
Tableau III.4 Ferrailages de la dalle sur 4 appuis DP1	54
Tableau III.5 Vérification des contraintes en travée DP1	56
Tableau III.6 Vérification des contraintes en appuis DP1	56
Tableau III.7 Vérification de la flèche panneau DP1	57
Tableau III.8 Ferrailages dalle sur trois appuis DP2	60
Tableau III.9 Vérifications des contraintes en travée DP2	62
Tableau III.10 Vérifications des contraintes en appuis DP2.....	62
Tableau III.11 Vérifications des contraintes en appuis DP2.....	62
Tableau III.12 Ferrailage d'armatures principales de dalle sur deux appuis DP3.....	64
Tableau III.13 Vérification des contraintes en travée DP3	65
Tableau III.14 Résumé des résultats de ferrailage.....	71
Tableau III.15 Vérification des contraintes de compression dans le béton	77

Tableau III.16 Vérification de la contrainte de béton en travée	87
Tableau III.17 Vérification de la contrainte de béton en appuis	87
Tableau III.18 Ferrailage de la poutre palière	89
Tableau III.19 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	92
Tableau III.20 Ferrailage de la poutre palière à la torsion	92
Tableau III.21 Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion	93
Tableau III.22 Vérification a la compression de la poutre palière	93
Tableau III.23 Ferrailage de la poutre de chaînage	96
Tableau III.24 Vérification de la contrainte dans le béton	96
Tableau III.25 Vérification de la contrainte dans le béton.....	103
Tableau III.26 Ferrailage de la dalle cas charge concentrée	105
Tableau III.27 Vérification de la contrainte dans le béton.....	108

Chapitre IV Etude dynamique

Tableau IV.1 Valeur de pénalité P_q sens X.....	113
Tableau IV.2 Valeur de pénalité P_q sens Y	113
Tableau IV.3 Période de vibration et taux de participation des mases modales.....	118
Tableau IV.4 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	119
Tableau IV.5 Vérification de l'interaction sous charges vertical	119
Tableau IV.6 Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	121
Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal reduit	122
Tableau IV.8 Vérification des déplacement dans le sens X et Y.....	122
Tableau IV.9 Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (X-X) et (Y-Y)	124

Chapitre V Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 Armateurs minimales et maximales dans les poteaux carrés.....	127
Tableau V.2 Les sollicitation revenant aux poteaux	129
Tableau V.3 Ferrailage des poteaux	130
Tableau V.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux	131
Tableau V.5 Vérifications du flambement des poteaux	132
Tableau V.6 Vérifications de la contrainte dans le béton des poteaux.....	133
Tableau V.7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	134
Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux	136
Tableau V.9 Ferrailages des poutres principales	139
Tableau V.10 Ferrailages des poutres secondaires.....	140

Tableau V.11 Vérifications des contraintes tangentielles.....	142
Tableau V.12 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement	142
Tableau V.13 Vérifications de l'état limite de compression du béton	142
Tableau V.14 Les moments résistant dans les poteaux	144
Tableau V.15 Les moments résistant dans les poutre principales.....	144
Tableau V.16 Les moments résistant dans les poutre secondaires.....	144
Tableau V.17 Vérifications des zones nodales selon le sens principales	145
Tableau V.18 Vérifications des zones nodales selon le sens secondaires	145
Tableau V.19 Schémas de ferrailages des poutres principales	147
Tableau V.20 Schémas de ferrailages des poutres secondaires	149
Tableau V.21 Les sollicitations revenant aux voiles 'Vx1, Vx2, Vx3, Vy1, Vy2.....	153
Tableau V.22 Ferrailage du voile 'Vx1=1m dans tout les niveaux	158
Tableau V.23 Ferrailage du voile Vy1=1.8m dans tout les niveaux	159
Tableau V.24 Ferrailage du voile Vx2=1.6m dans tout les niveaux	159
Tableau V.25 Ferrailage du voile Vy2=1.8m dans tout les niveaux	160
Tableau V.26 Ferrailage du voile Vx3=1.8m dans tout les niveaux	161

Chapitre VI Etude de L'infrastructure

Tableau V.1 Section d'armateur du radier.....	169
Tableau V.2 Vérifications des contrainte a l'ELS	170
Tableau V.3 Section d'armateur du radier a l' ELS	170
Tableau V.4 Section d'armateur du débord.....	171
Tableau V.5 Vérifications des contrainte a l'ELS	171
Tableau V.6 Section d'armateur du débord à l'ELS	171
Tableau V.7 Sollicitations des nervures dans le sens x-x.....	174
Tableau V.8 Sollicitations des nervures dans le sens y-y.....	174
Tableau V.9 Ferrailage de la nervure sens X-X.....	175
Tableau V.10 Ferrailage de la nervure sens Y-Y.....	175
Tableau V.11 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures	176
Tableau V.12 Vérification des contraintes dans la nervure	176
Tableau V.13 Schéma de ferailage des nervures	177
Tableau V.14 Ferrailage des voiles périphérique.....	179
Tableau V.15 Vérifications des contrainte a l'ELS.....	180

Symboles et notation

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

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, b : la largeur (m).

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

C_u : 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.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v: épaisseur du voile.

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_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .
 I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .
 I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .
 I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .
 Q : Charge variable.
 Q : Facteur de qualité.
 q_u : charge ultime.
 q_s : charge de service.
 M : Moment en général.
 M_a : Moment sur appui.
 M_u : Moment de calcul ultime.
 M_{ser} : Moment de calcul de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_0 : moment isostatique.
 M_i : Moment à l'appui i
 M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
 M_j : Moment correspondant à j .
 M_g : Moment correspondant à g .
 M_q : Moment correspondant à q .
 N_s : Effort normal de service.
 N_u : Effort normal ultime
 N : Effort normale du aux charges verticales.
 R : coefficient de comportement global.
 S : Section, surface
 S_r : surface du radier (m^2).
 St : Espacement des armatures.
 V : Effort tranchant.
 T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 W : poids propre de la structure.
 W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 X, Y et Z : Coordonnées en général.
 b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
 d : Hauteur utile.
 e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

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.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction Générale

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre, il a été constaté que la plus part des bâtiments à dont le système de contreventement mixte est assuré par (voile-portique) ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment a usage d'habitations en (R+9+Vide sanitaire) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le règlement parasismique algérien RPA99/2003.

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- ❖ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ❖ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- ❖ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaire.
- ❖ Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique.
- ❖ Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- ❖ Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

I.1.Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et états limites de l'ouvrage, ce que fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9) en béton armé à usage d'habitation avec vide sanitaire.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien **RPA 99/version 2003 « article 3.2 » [1]** dans le groupe d'usage 2. Cet ouvrage est en cours de réalisation à Beni kessila, wilaya de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie **RPA 99/version 2003, annexe1 [1]**, en zone IIa.

I.3.Caractéristiques géométriques et architecturales

- ✓ Largeur en plan $l_y=17,7m$
- ✓ Longueur en plan $l_x=26.32m$
- ✓ Hauteur totale30,60 m
- ✓ Vide sanitaire.....2.52m
- ✓ Hauteur du rez-de-chaussée.....03,06m
- ✓ Hauteur des étages courants03,06 m

I.4.Présentation de la structure

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour les balcons.

D'après la classification des **RPA99 version 2003 [1]** le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

I.4.1.Eléments structuraux

Les planchers: constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide qui assure la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

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

Les maçonneries :

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique de 10cm

Balcons

- Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

Revêtements: ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.

- Limitation des tassements différentiels

I.5. Caractéristiques du sol d'assise

- L'ouvrage appartient au **groupe d'usages 2** en vertu du **RPA 99 version 2003**. [1]
- Le sol de notre site est d'une constitution limoneuse marneuse en surface, a marneuse argileuse parfois schisteuse en profondeur, avec passage de blocs rocheux de moyenne a grande dimension.
- Le site est considéré comme **ferme (S2)**.

La contrainte admissible du sol = **1,4 bars**.

Annexe (V)

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1. Le béton

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

- **Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93) [2]**

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

$$f_{c28} = 25MPa$$

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est

conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour j=28 jours et $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2,1MPa$

I.6.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton

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

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93}) [2]$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (Art A.2.1.2.2 CBA93) [2]}$$

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

- **Coefficient de poisson**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$\nu=0$ à ELU. (Article A.2.1.3 CBA93) [2]

$\nu=0.2$ à ELS

- **Diagramme contrainte déformation**

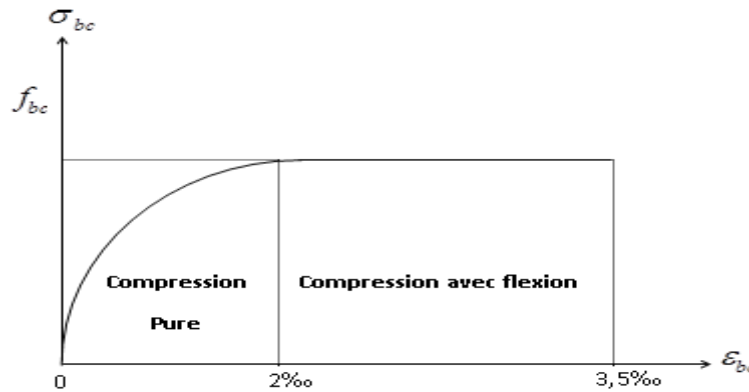


Figure I.1. Diagramme des contraintes-déformations du béton

- **Contraintes limite de compression à L'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4). [3]}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

- $\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Situation accidentelle
- $\gamma_b = 1,50 \rightarrow$ Situation courante

θ : Coefficient d'application de charge :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 1 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

- **La contrainte de compression à l'ELS**

Pour $f_{c28} = 25Mpa$

On a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa$ CBA 93 (Article A.4.5.2). [2]

- **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 [3] on a :

$\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma b; 5Mpa)$ Pour la fissuration peu nuisible.

➤ $\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma b; 4Mpa)$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3.33Mpa$ Fissuration Peu Nuisible.

$\tau_{adm} = 1.17Mpa$ Fissuration Préjudiciable.

I.6.2.L'acier :

- **Définition:** Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000MPa$

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

- **Principales armatures utilisés :**

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

• **Contrainte limite :**

➤ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

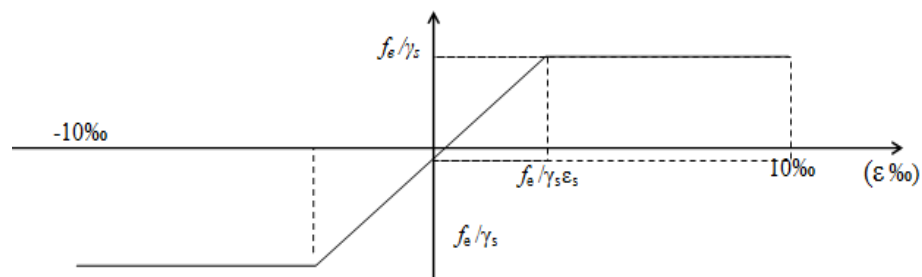


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

Pour le cas de ce projet :

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

➤ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

I.7.Règlements et normes utilisés :

- ✓ RPA99/version 2003.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2.
- ✓ BAEL91/version99.
- ✓ DTR BC2.33.2.

I.8.Conclusion

Les caractéristiques du béton et d’acier utilisé sont donnes comme suite :

{	Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25MPa
		Contraintes limite a L'ELU:	
		situation durable	14.2MPa
		situation accedentelle	18.45MPa
		Contrainte limite a L'ELS (σ_{bc})	15MPa

{	Acier	Limite d'élasticité (f_e)	400MPa
		Module d'élasticité	$2 \times 10^5 \text{MPa}$
		Contraintes calcul a L'ELU:	
		situation durable	400MPa
		situation accedentelle	348MPa
		Contrainte a L'ELS:	FN
	FTN	176MPa	

Chapitre II

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements, **RPA 99 version 2003 ; CBA 93, BAEL 91/99** et les différents DTR [1] [2] [3].

II.2. Les Planchers:

II.2.1 Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression **Figure II.1**. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4). [2]

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

h_t : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{350 - 30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 14,22 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{dc} = 16 + 4$) = 20 cm.

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{dc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

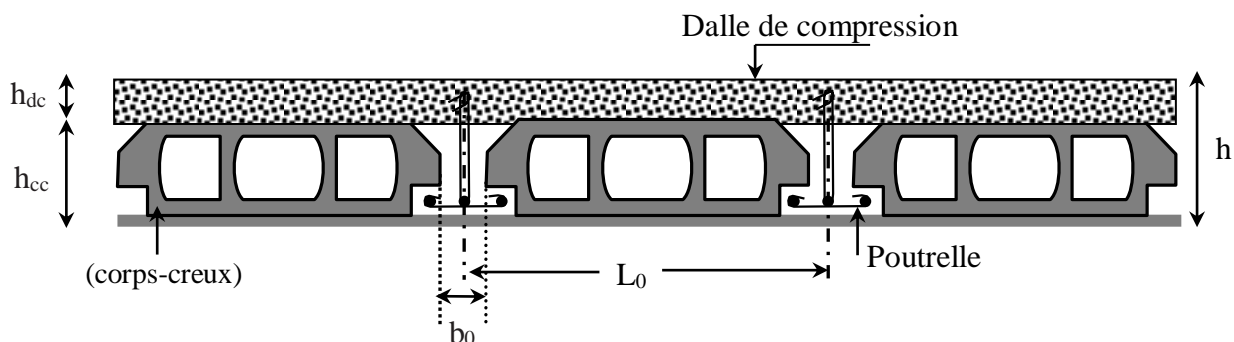


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.2.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. (pour minimiser la flèche)
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon deux critères.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4cm.

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

l_y : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$

Soit : $b_0 = 14\text{cm}$

$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles

$L_y = 310 - 55 = 255\text{cm}$

$b_1 \leq \min(55/2 ; 255/10)$

$b_1 \leq \min(27.5 ; 25.5)$

$b_1 = 25.5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 2 \times 25.5 + 14 = 65$

Soit : $b = 65\text{cm}$

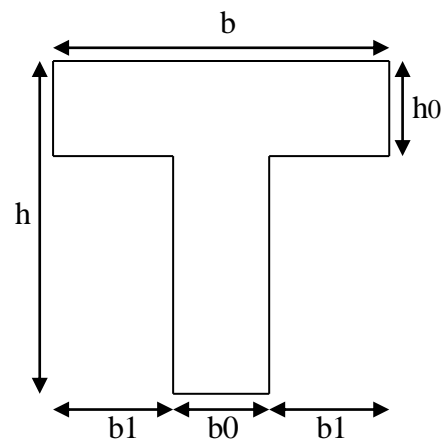


Figure II.2. Schéma d'une poutrelle

- Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

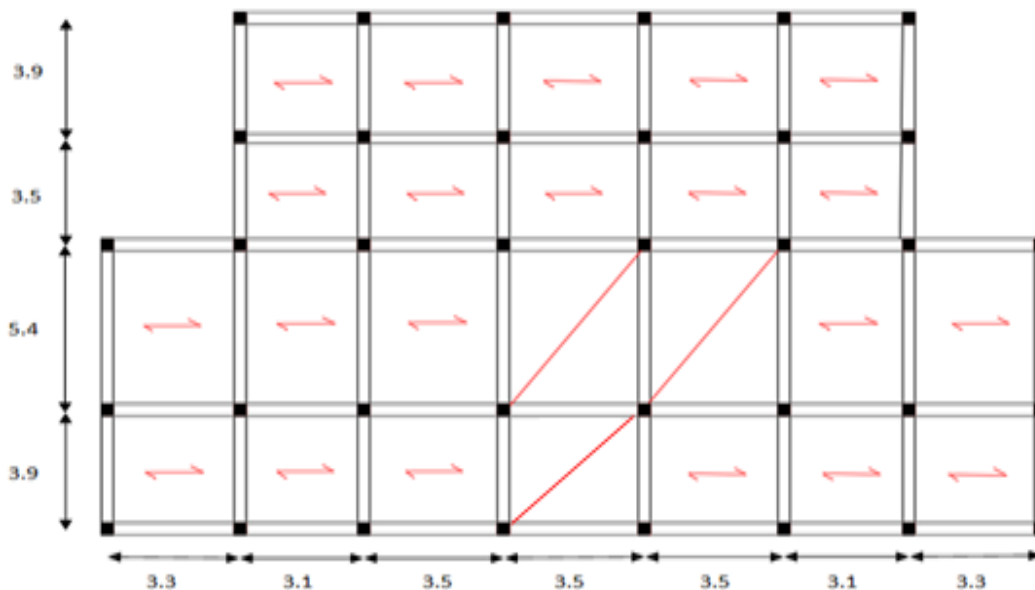


Figure II.3. Disposition des poutrelles

II.3. Les dalles pleines

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur e .

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

- **Résistance au feu (CBA93) [2]**

$$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

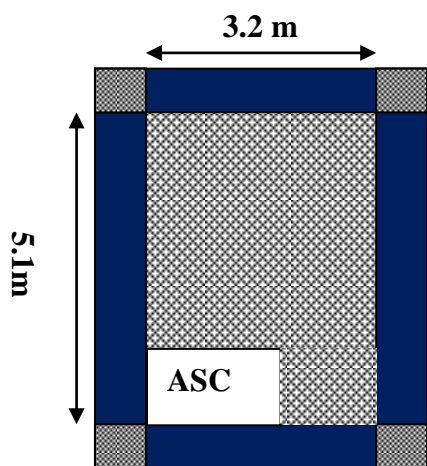
Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L_y : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

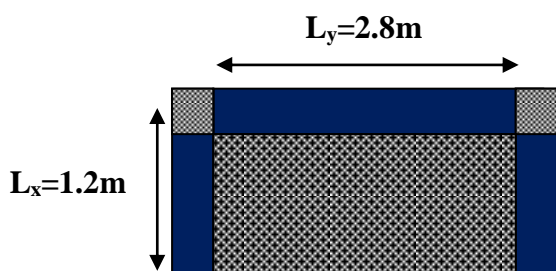
Dans ce projet on distingue trois types de dalle pleine.

➤ Dalle (DP1) sur quatre appuis



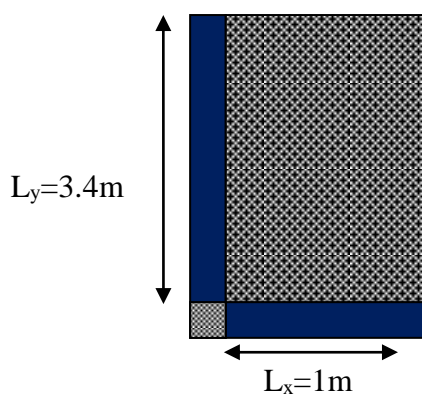
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,62 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 7.5cm \end{array} \right.$$

➤ Dalle (DP2) sur trois appuis



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,42 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 3cm \end{array} \right.$$

➤ Dalle (DP3) sur deux appuis



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = L_x/L_y = 0,29 > 0,4 \\ L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \\ e = 3cm \end{array} \right.$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu, d'où on opte pour une épaisseur : $e = 14\text{cm}$

II.4. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW .
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN .
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN .
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN .
- La charge nominale est de 630 kg .
- La vitesse $V = 1.6\text{m/s}$.

Annexe n° IV

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

II.5. Les escaliers :

II.5.1. Définitions :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

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

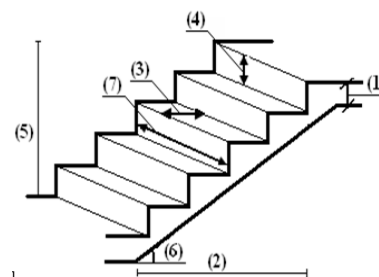


Figure II.4. Schéma de terminologie d'escalier

II.5.2. Dimensionnement :

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

On distingue dans notre projet deux types d'escalier :

- ✓ Escaliers à deux volées.
- ✓ Escalier a une seul volée

Type 1 : escalier à deux volées:

- **Calcul du nombre de marches et de contre marches.**

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

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

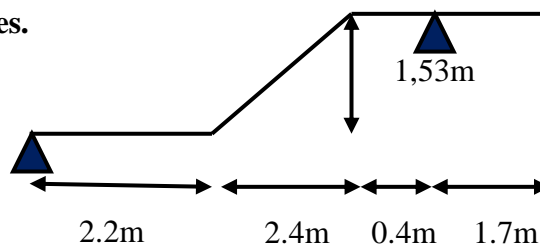


Figure II.5. Schéma statique type1

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$0.64 \times n^2 - (0.64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.72) \times n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$n = 9$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 9$)
 nombre de marche ($n-1$) = 8

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = L/n-1 = 240/8 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 153/9 = 17\text{cm.}$$

- **Inclinaison de la paillasse :** $tg \alpha = \frac{153}{240} = 32.52^\circ$

Epaisseur de la paillasse

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

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 2.1 = 4.95m$$

⇒ 16.5 ≤ e ≤ 24.75cm Soit e = 18cm.

Type 2 : escalier à une seule volée :

On obtient les résultats suivant :

g=30 cm, h=17 cm, α=34.22°, e =18 cm

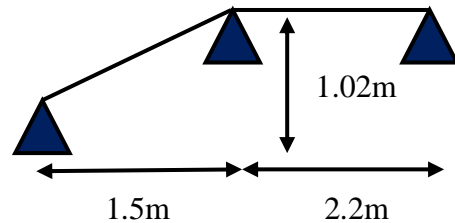


Figure II.6. Schéma statique type 2

II.6.Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires).

II.6.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de la flèche qui est : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ BAEL91/99[3]

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 540 - 30 \Rightarrow L_{max} = 510cm \Rightarrow 34cm \leq h \leq 51cm .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \geq 20cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \\ h = 40 \geq 30cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \\ \frac{h}{b} = 1.142 \leq 4cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \end{array} \right. \text{ (RPA99version2003Art .7.5.1)[1]}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 40)cm^2$

II.6.2. les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{ (Condition de flèche).}$$

$$L_{max} = 350 - 30 \Rightarrow L_{max} = 320cm \Rightarrow 21.33cm \leq h \leq 32cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1})[1]$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (35, 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30, 30) \text{ cm}^2$

II.7. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus en béton armé, Son pré dimensionnement doit satisfaire les conditions de **RPA99/2003**[1]

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simple.

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

$$L_{\min} \geq 4 \times e$$

RPA99 (Article 7.7.1)[1]

Donc ; $e \geq \max (h_e/20; 15 \text{ cm})$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage ;

e : l'épaisseur de voile

On un voile:

➤ $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ pour étage courant et pour R.D.C.

$$e \geq \max (14,3 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Longueur minimale :

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

$$L_{\min} \geq 4 e \text{ ou } L_{\min} \geq 60 \text{ Cm}$$

Soit : $L_{\min} = 80 \text{ cm}$.

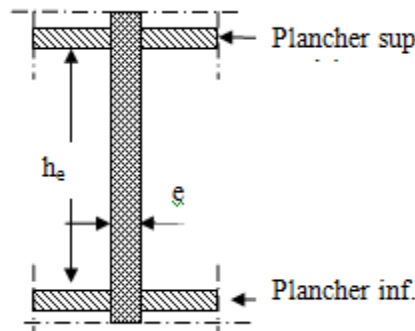


Figure II.7 .Coupe verticale d'un voile

II.8. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

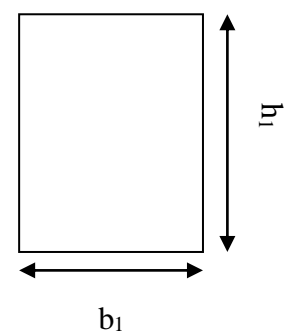
Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé.

Selon le RPA99 (version 2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Condition RPA99/version 2003[1] :

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



D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 [2]

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement (λ)

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

- ✓ La RDC et 1^{er} étages est de section (50x55) cm².
- ✓ 2^{ème} et 3^{ème} étage est de section (45x50) cm².
- ✓ 4^{ème} et 5^{ème} étage est de section (40x45) cm².
- ✓ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section (35x40) cm².
- ✓ 8^{ème} et 9^{ème} étage est de section (30x35) cm².

II.9. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés

Tuile mécanique à emboîtement (linteaux compris).....0.43KN/m²

II.9.1. Plancher des étages courants

Tableau II.1. Charges sur plancher étages courants

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Cloison de séparation	/	0.01	1,00
Carrelage	22	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente totale			G=5.21
charge d'exploitation			Q=1.50

II.9.2. Dalle pleine

- les balcons et dalle plein autour de l'ascenseur

Tableau II.2. Evaluation des charges sur balcons et dalle plein autour de l'ascenseur

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher dalle pleine	25	0,14	3.5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale			G=4.9
charge d'exploitation			Q=3,5

II.9.3. Les murs extérieurs (double parois en brique creuses)**Tableau II.3.** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	18	0,02	0,36
Briques creuses extérieur	9	0,15	1,35
Lame d'air	/	0.05	/
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit de plâtre intérieur	10	0,02	0,20
Charge permanente totale			2.81

II.9.4. Les escaliers

➤ Palier

Tableau II.4. Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armé	25	0,18	4,5
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Charge permanente totale			5.85
charge d'exploitation			2.5

➤ Volée

Tableau II.5. Évaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,4
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	0,18/ (cos (32.52))	5.33
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Charge permanente totale		8.61
charge d'exploitation		2.5

II.10.Descente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches . Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « **D.T.R.B.C.2.2** » [4] qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différent niveaux peut être considérée comme indépendante»

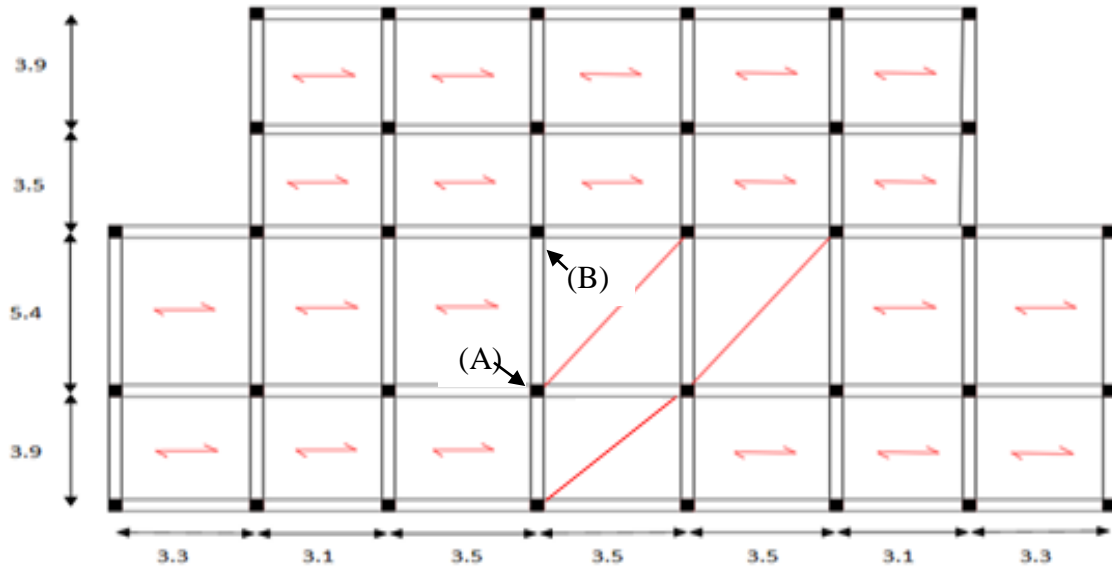


Figure II.8.vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge

Le calcul du poids propre des poteaux est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.6.Poids propre des poteaux.

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
RDC et Etages 1	50 × 55	21.03
Etages 2 et 3	45 × 50	17.21
Etages 4 et 5	40 × 45	13.77
Etages 6 et 7	35 × 40	10.71
Etages 8 et 9	30 × 35	8.032

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

H_e : hauteur du poteau : 3.06m

II.10.1. Descente de charge pour le poteau (A)

➤ Les surfaces afférentes

$$\begin{cases} S1 = 2,835 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,05 \text{ m}^2 \\ S3 = 4.01 \text{ m}^2 \\ S4 = 3.38 \text{ m}^2 \\ S5 = 0.63 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Les charges et surcharges étage courant

Poids des poutres

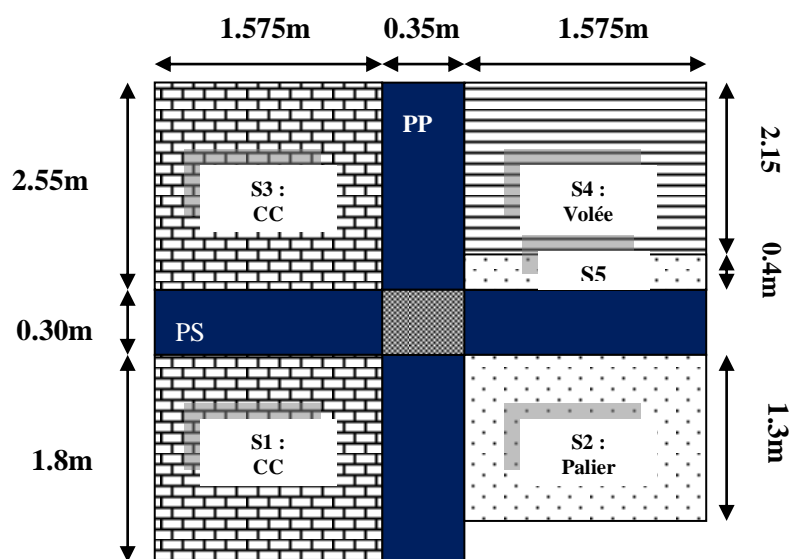


Figure II.9.Surface qui revient au Poteau (A)

$$G_{pp} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4.35 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.15 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times 4.35 = 15.225 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.087 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow G_{poutres} = 22.31 \text{ KN}$$

Poids Plancher étages RDC ; 1 a 9

Surface afférente du plancher (C.C) : $S_{cc} = S1 + S3 = 2.835 + 4.01 = 6.845 \text{ m}^2$

$$G = 5.21 \times 6.845 = 35.66 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 6.845 = 10.6 \text{ KN}$$

Poids escalier

➤ **Volée**

$$G_{volée} = 8.61 \times 2.15 \times 1.575 = 22.38 \text{ KN}$$

$$Q_{volée} = 2.5 \times 2.15 \times 1.575 = 8.46 \text{ KN}$$

➤ **Palier**

$$S_{palier} = S2 + S5 = 0.63 + 2.5 = 2.68 \text{ KN}$$

$$G_{palier} = 5.85 \times 2.68 = 15.67 \text{ KN}$$

$$Q_{palier} = 2.5 \times 2.68 = 6.7 \text{ KN}$$

$$G_{escalier} = G_{volée} + G_{palier} = 22.38 + 15.67 = 38.05 \text{ KN}$$

$$Q_{escalier} = Q_{volée} + Q_{palier} = 15.16 \text{ KN}$$

Étage Toiture

➤ **Les surfaces afférentes**

$$\begin{cases} S1 = 2.835 \text{ m}^2 \\ S2 = 2.835 \text{ m}^2 \\ S3 = 4.01 \text{ m}^2 \\ S4 = 4.01 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_{totale} = S1 + S2 + S3 + S4 = 13.7 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = 15.225 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 7.087 \text{ KN}$$

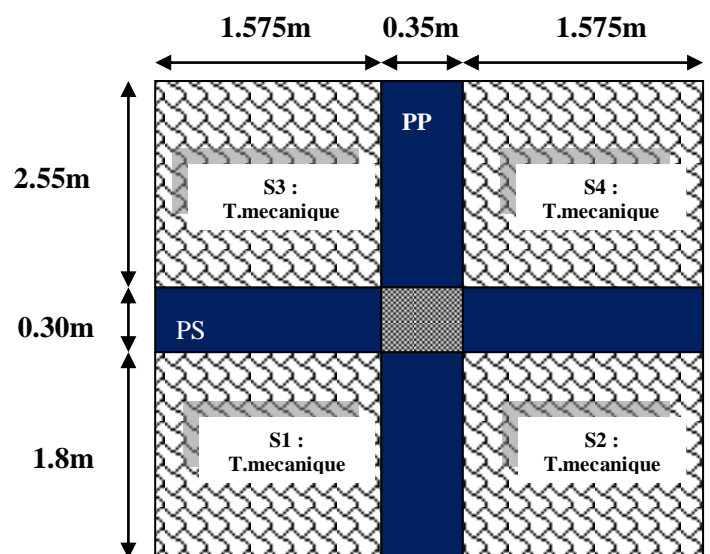


Figure II.10.Surface qui revient au Poteau (A) toiture

$$G_{poutres} = G_{pp} + G_{ps} = 22.31 \text{ KN}$$

$$G = G_{toiture} \times S_{tot} = 0.43 \times 13.7 = 5.89 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{toiture} \times S_{tot} = 1 \times 13.7 = 13.7 \text{ KN}$$

II.10.2. Descente de charge pour le poteau (B)

➤ Les surfaces afférentes

$$\begin{cases} S1 = 2.52 \text{ m}^2 \\ S2 = 2.52 \text{ m}^2 \\ S3 = 4.01 \text{ m}^2 \\ S4 = 4.01 \text{ m}^2 \\ S5 = 0.63 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Poids des poutres

$$G_{pp} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4.15 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.15 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times 4.15 = 14.525 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.087 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow G_{poutres} = 21.61 \text{ KN}$$

Poids Plancher étages RDC ; 1 a 9

$$\text{Surface afférente du plancher (C.C)} : S_{cc} = S1 + S3 + S4 = 2.835 + 4.01 = 10.54 \text{ m}^2$$

$$G = 5.21 \times 10.54 = 54.91 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 10.54 = 15.81 \text{ KN}$$

Poids escalier

➤ Palier

$$S_{palier} = S2 = 2.52 \text{ KN}$$

$$G_{palier} = 5.85 \times 2.52 = 14.74 \text{ KN}$$

$$Q_{palier} = 2.5 \times 2.52 = 6.3 \text{ KN}$$

➤ Volée

$$G_{volée} = 8.61 \times 0.63 = 5.4 \text{ KN}$$

$$Q_{volée} = 2.5 \times 0.63 = 1.575 \text{ KN}$$

$$G_{escalier} = G_{volée} + G_{palier} = 20.14 \text{ KN}$$

$$Q_{escalier} = Q_{volée} + Q_{palier} = 7.875 \text{ KN}$$

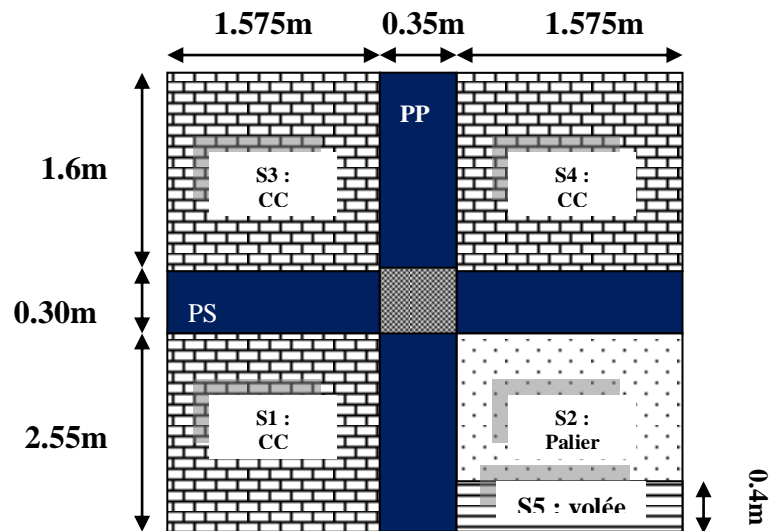


Figure II.11. Surface qui revient au Poteau (B)

Toiture➤ **Les surfaces afférentes**

$$\begin{cases} S1 = 4.01 \text{ m}^2 \\ S2 = 4.01 \text{ m}^2 \\ S3 = 2.52 \text{ m}^2 \\ S4 = 2.52 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 13.06 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = 14.525 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 7.087 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = G_{pp} + G_{ps} = 21.612 \text{ KN}$$

$$G = G_{toiture} \times S_{tot} = 0.43 \times 13.06 = 5.62 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{toiture} \times S_{tot} = 1 \times 13.06 = 13.06 \text{ KN}$$

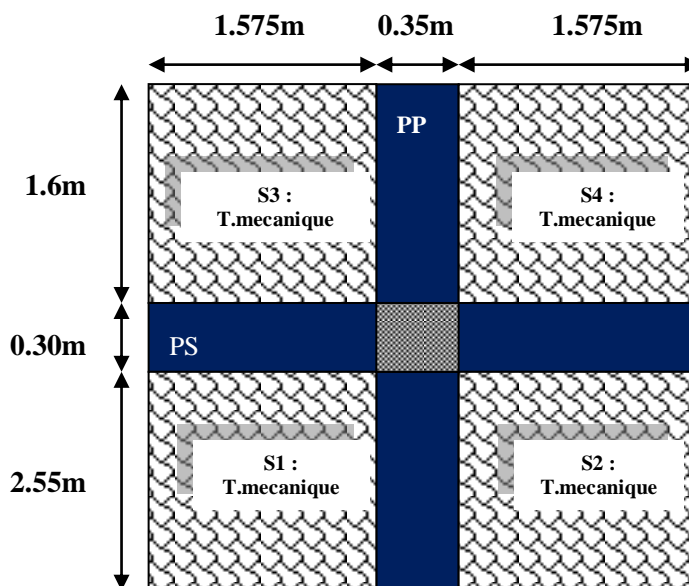


Figure II.12. Surface qui revient au Poteau (B) toiture

II.10.3. La loi de dégression des charges d'exploitation

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

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

Enoncé de la loi de dégression

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$Q_0$$

$$\text{Etage 1 : } Q_0 + Q$$

$$\text{Etage 2 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q$$

$$\text{Etage 3 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$$

$$\text{Etage 4 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$$

$$\text{Etage 5 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$$

$$\text{Etage 6 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$$

A partir du 6^{ème} étage on aura toujours :

Etage 7 : surcharge étage $6+0.5 \times Q$

DTR B.C 2.2 (6.3) [4]

$$Q_0 = 25.76 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 27.37 + 25.76 = 39.46 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 25.76 = 62.644 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 25.76 = 83.252 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 25.76 = 101.284 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 25.76 = 116.74 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 25.76 = 129.62 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 25.76 = 142.5 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 25.76 = 155.38 \text{ KN}$$

$$Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 25.76 = 168.26 \text{ KN}$$

Tableau II.7. Descente de charge poteau (A)

Niveaux	Élément	G(KN)	Q(KN)
N0	Tuile mécanique	5.89	13.7
	Poutres	22.31	
Poulets	2.76		
poteaux	8.032		
Σ		38.992	
N1	venant de N0	38.992	25.76
	plancher corps creux	35.66	
	escaliers	38.66	
	poutres	22.31	
	poteaux	8.032	
Σ		143.044	
N2	Venant de N1	143.044	25.76
	Plancher corps creux	35.66	
	Escaliers	38.05	
	Poutres	22.31	
	poteaux	10.71	
Σ		249.774	
N3	Venant de N2	249.774	25.76
	Plancher corps creux	35.66	
	Escaliers	38.05	
	Poutres	22.31	
	poteaux	10.71	
Σ		356.504	
	Venant de N3	356.504	83.252
	Plancher corps creux	35.66	

N4	Escaliers	38.05	25.76
	Poutres poteaux	22.31 13.77	
	Σ	472.524	101.284
N5	Venant de N4 Plancher corps creux	472.524 35.66	
	Escaliers Poutres poteaux	38.05 22.31 13.77	25.76
	Σ	582.314	116.74
N6	Venant de N5 Plancher corps creux	582.314 35.66	
	Escaliers Poutres poteaux	38.05 22.31 17.21	25.76
	Σ	694.934	129.62
N7	Venant de N6 Plancher corps creux	694.934 35.66	
	Escaliers Poutres poteaux	38.05 22.31 17.21	25.76
	Σ	808.164	142.5
N8	Venant de N7 Plancher corps creux	808.164 35.66	
	Escaliers Poutres poteaux	38.05 22.31 21.03	25.76
	Σ	925.214	155.38
N9	Venant de N8 Plancher corps creux	925.214 35.66	
	Escaliers Poutres poutres	38.05 22.31 21.03	25.76
	Σ	1042.264	168.26
	Σ Total	1042.264	168.26
		$N'_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1,35 \times 1042,264 + 1,5 \times 168,26 = 1659,44 \text{KN}$	
		$N_s = G_t + Q_t = 1066,92 + 159,847 = 1210,524 \text{KN}$	

Tableau II.8. Descente de charge poteau (B)

Niveaux	Élément	G(KN)	Q(KN)
N0	Tuile mécanique		
	poutres	5.62	
	poulets	21.61	
	poteaux	2.76	13.06
		8.032	

	Σ	38.022	13.06
N1	venant de N0	38.022	
	plancher corps creux	54.91	
	poutres	21.61	
	poteaux	8.032	23.685
	escalier	20.14	
	Σ	142.714	36.745
N2	Venant de N1	142.714	
	Plancher corps creux	54.91	
	Poutres	21.61	
	Poteaux	10.71	23.685
	escalier	20.14	
	Σ	250.084	58.061
N3	Venant de N2	250.084	
	Plancher corps creux	54.91	
	Poutres	21.61	
	Poteaux	10.71	23.685
	escalier	20.14	
	Σ	357.454	77.009
N4	Venant de N3	357.545	
	Plancher corps creux	54.91	
	Poutres	21.61	
	Poteaux	13.77	23.685
	escalier	20.14	
	Σ	467.884	93.58
N5	Venant de N4	467.884	
	Plancher corps creux	54.91	
	Poutres	21.61	
	Poteaux	13.77	23.685
	escalier	20.14	
	Σ	578.314	107.791
N6	Venant de N5	578.314	
	Plancher corps creux	54.91	
	Poutres	21.61	
	Poteaux	17.21	23.685
	escalier	20.14	
	Σ	692.184	119.63
N7	Venant de N6	692.184	
	Plancher corps creux	54.91	
	Poutres	21.61	
	Poteaux	17.21	23.685
	escalier	20.14	
	Σ	808.054	131.47
N8	Venant de N7	808.054	
	Plancher corps creux	54.91	
	Poutres	21.61	
	poteaux	21.03	23.685
	escalier	20.14	
	Σ	923.744	143.31
	Venant de N8	923.744	

N9	Plancher corps creux	54.91	23.685
	Poutres	21.61	
	poteaux	21.03	
	escalier	20.14	
	Σ	1041.434	
	Σ Total	1041.434	155.15
	$N'_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1,35 \times 1041,434 + 1,5 \times 155,15 = 1405,935 \text{ KN}$		
	$N_s = G_t + Q_t = 1154,752 + 178,79 = 1196,58 \text{ KN}$		

En résumé :

$$N'_u \text{ (P.A)} = 1659.44 \text{ KN}$$

$$N'_u \text{ (P.B)} = 1405.93 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P.D4) au niveau de la cage d'escalier.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le **CBA (Art B.8.1.1) [2]** nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

- { 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 1659.44$$

$$N_u = 1825.384 \text{ KN.}$$

➤ **Vérfications à faire**

- **Vérification à la compression simple**

Exemple de calcul**Vérification du poteau à la base « poteau RDC (50*55)cm² »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1825.384 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,128 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$$\gamma_b = 1,5 : \text{coefficient de sécurité du béton.}$$

Or, pour le poteau à la base $B = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,128 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.9. Vérification des poteaux à la compression simple

Etages	Nu (KN)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
		B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
Etage 9	80.50	0,105	0,005	Vérifiée
Etage 8	277.52	0,105	0,019	Vérifiée
Etage 7	474.27	0,14	0,033	Vérifiée
Etage 6	666.77	0,14	0,046	Vérifiée
Etage 5	852.10	0,18	0,058	Vérifiée
Etage 4	1057.35	0,18	0,074	Vérifiée
Etage 3	1245.84	0,225	0,087	Vérifiée
Etage 2	1435.24	0,225	0,101	Vérifiée
Etage 1	1630.31	0,275	0,114	Vérifiée
RDC	1825.30	0,275	0,128	Vérifiée

• **Vérification au flambement**

D'après le **CBA93 (Art B.8.8.1) [2]**, la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$$l_f = 0,7 \times L_0: \text{Longueur de flambement.}$$

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Exemple de calcul

- **Vérification du poteau à la base (poteau RDC)**

On a : $L_0 = 3,06 - 0,4 = 2.66 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1.862 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,55^2}{12}} = 0,159 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 1.862/0,159 = 11.48 < 50$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,832$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$$B_r = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,1027 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.10. Vérification des poteaux au flambement

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br ≥ Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
Etage 9	80.50	0,101	18,43	0,805	0.092	0,0045	Vérifiée
Etage 8	277.52						
Etage 7	474.27	0,115	16.191	0,816	0.125	0,0264	Vérifiée
Etage 6	666.77						
Etage 5	852.10	0,129	14.434	0,823	0.163	0,0470	Vérifiée

Etage 4	1057.35			0,823	0.163	0,0584	Vérifiée
Etage 3	1245.84	0,144	12.930	0,828	0.206	0,0684	Vérifiée
Etage 2	1435.24			0,828	0.206	0,0788	Vérifiée
Etage 1	1630.31	0,159	11,710	0,832	0.254	0,0891	Vérifiée
RDC	1825.30			0,832	0.254	0,0997	Vérifiée

II.10.4. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003 [1]

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.11. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16+4) cm
- Dalle pleine $\left\{ e = 14 \text{ cm} \right.$ pour la dalle d'ascenseur
- Epaisseur des paillasse $e = 18 \text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles $\left\{ e = 15 \text{ cm} \right.$ pour le reste des étages.
- Poutres Principales (35×40) cm²
- Poutres Secondaires (30×30) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.11. Dimensions des poteaux

Niveaux	RDC, étage 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Étages 6 et 7	Étages 8 et 9
Dimensions	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35

Chapitre III

III.1.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, et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de l'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (**BAEL91, CBA93, RPA99 2003...**). [1][2][3].

III.2. Etude des planchers :

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.2.1.Plancher à corps creux :**III.2.1.1. Etude des poutrelles :**

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

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4cm.

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

l_y : distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

III.2.1.1.1 Méthodes de calculs

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.2.1.1.1.a. Méthode forfaitaire :

- **Conditions d'application :**

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$). Pour qu'elle soit appliquée il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

- Le moment d’inertie soit constant sur toutes les travées.
- le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.
- **Exposé de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- **Moment sur appuis :**

- Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d’acier équilibrant un moment égale à $(- 0,15 \times M_0)$.

- **Appuis intermédiaires :**
- **Poutres à deux travées :**

Les moments sont de l’ordre de $(-0.6 \times M_0)$

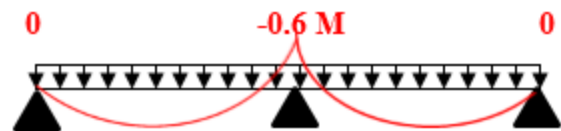


Figure III.1. Diagramme des moments à deux travées

- **Poutres à plus de deux travées :**

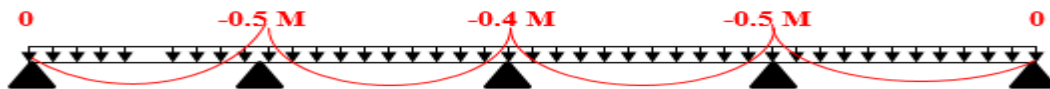


Figure III.2. Diagrammes des moments à plusieurs travées

Ces moment sont de l’ordre de : $(- 0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l’appuis de rive.

$(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l’appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

- **Moment en Travées :**

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

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

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

(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 tranchant :**

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

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

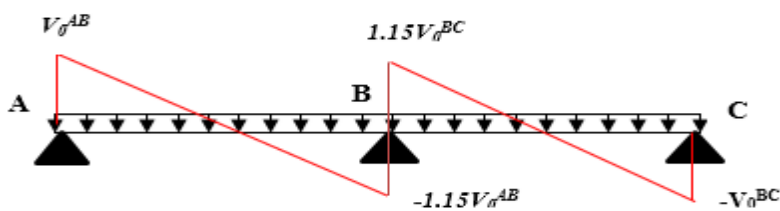


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants à deux travées

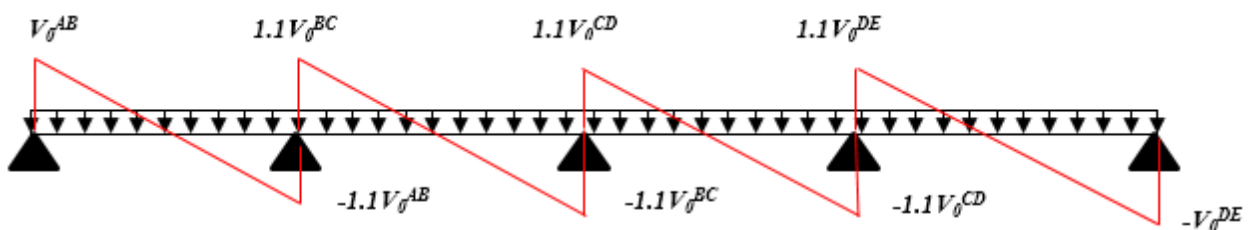


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées

III.2.1.1.1.b.Méthode de CAQUOT :

- **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée 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 basé sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié 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 :**

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

- Les différents types des poutrelles :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	

- calcul des charge revenant aux poutrelles :

Tableau III.2. Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	q _u =(1.35G+1.5Q)* l ₀ (KN/ml)	q _s =(G+Q)* l ₀ (KN/ml)
Etage courant	5.20	1.5	0.65	6.025	4.355

Avec :

l₀ : entraxe des poutrelles

- **Calcul des sollicitations :**

Nous présentons dans ce qui suit un exemple de calcul des sollicitation dans les poutrelles en utilisant la méthode forfaitaire .

➤ **Poutrelles de type 1**

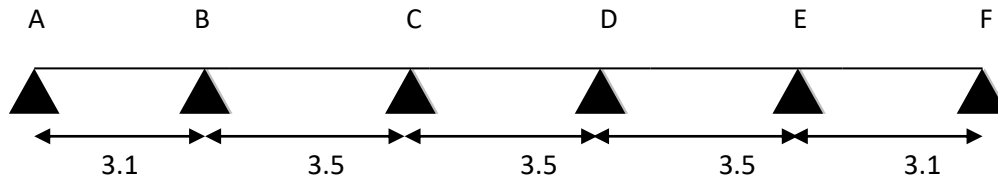


Figure III.5. schéma statique de la poutrelle type 1

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. Plancher a surcharge modéré : $Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 5\text{KN/m}^2$

2. $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.1}{3.5} = 0.88 \in [0.8; 1.25]$; $\frac{3.5}{3.5} = 1$; $\frac{3.5}{3.1} = 1.12$.

3. $I = C^{\text{st}}$ (meme corps creux).

4. FPN (car ells ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒ la methode forfaitaire est applicable.

- **Calcul des moments isostatique :**

$q_u = 6.025 \text{ KN/ml}$; $q_s = 4.355 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Travée AB : $M_{0,u} = 7.237 \text{ KN.m}$

$M_{0,s} = 5.231 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{0,u} = 9.225 \text{ KN.m}$

$M_{0,s} = 6.668 \text{ KN.m}$

Travée CD : $M_{0,u} = 9.225 \text{ KN.m}$

$M_{0,s} = 6.668 \text{ KN.m}$

Travée DE : $M_{0,u} = 9.225 \text{ KN.m}$

$M_{0,s} = 6.668 \text{ KN.m}$

Travée EF : $M_{0,u} = 8.201 \text{ KN.m}$

$$M_{0,s} = 5.928 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moment au appuis :**

- **Appuis de rive :**

$M_A = M_F = 0$ (le BAEL 99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale a $0.15M_0$)

$$M_A = M_F = -0.15 \max(M_0^{AB}; M_0^{EF})$$

$$M_{A,u} = M_{F,u} = -1.230 \text{ KN.m}$$

$$M_{A,s} = M_{F,s} = -0.889 \text{ KN.m}$$

- **appui intermédiaire :**

- **cas de plus de 3 travées :**

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.5 M_0^{BC}$$

$$M_{B,u} = -4.612 \text{ KN.m}$$

$$M_{B,s} = -3.334 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0.4 M_0^{CD}$$

$$M_{C,u} = -3.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{C,s} = -2.667 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -0.4 M_0^{DE}$$

$$M_{D,u} = -3.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{D,s} = -2.667 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.5 \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = -0.5 M_0^{DE}$$

$$M_{E,u} = -4.612 \text{ KN.m}$$

$$M_{E,s} = -3.334 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moment en travées :**

Les valeurs de M_t, M_e et M_w doivent verifier les conditions suivantes :

$$\checkmark \quad M_t \geq \max \left[1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0 \right] - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\checkmark \quad M_t \geq \begin{cases} (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée intermédiaire.} \\ (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Travée AB (rive) :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.263$$

$$\begin{cases} (1+0.3\alpha) = 1.079 \\ (1.2+0.3\alpha) = 1.279 \end{cases}$$

$$- \quad M^1_{t,AB} + \frac{|M_A + M_B|}{2} \geq \max(1.05; 1+0.3\alpha) M_0^{AB} .$$

$$- \quad M^2_{t,AB} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0^{AB} .$$

$$\Rightarrow M^2_{t,AB} \geq 0.639 M_0^{AB}$$

$$M_{t,AB} = \max(M^1_{t,AB}; M^2_{t,AB})$$

$$M^u_{t,AB} = 4.95 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{t,AB} = 3.58 \text{ KN.m}$$

Travée BC (intermédiaire) :

$$- \quad M^1_{t,BC} = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$- \quad M^2_{t,BC} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0^{BC}$$

$$\Rightarrow M^2_{t,BC} \geq 0.539 M_0^{BC}$$

$$\Rightarrow M^2_{t,BC} = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{t,BC} = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{t,BC} = 4.19 \text{ KN.m}$$

Travée CD (intermédiaire) :

On effectue le même calcul que la travée BC et on retrouve :

$$- \quad M^1_{t,CD} = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$- M^2_{t,CD} = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M''_{t,CD} = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{t,CD} = 4.53 \text{ KN.m}$$

Travée DE (intermédiaire) :

On effectue le même calcul que la travée BC et on retrouve :

$$- M^1_{t,DE} = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$- M^2_{t,DE} = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M''_{t,DE} = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{t,DE} = 4.19 \text{ KN.m}$$

Travée EF (rive) :

On effectue le même calcul que la travée AB et on retrouve :

$$- M^1_{t,EF} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$- M^2_{t,EF} = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$M''_{t,EF} = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{t,EF} = 4.28 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts tranchants :**

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.

Travée AB :

$$- V_A = \frac{ql_1}{2} = \frac{6.025 \times 3.1}{2} = 9.34 \text{ KN}$$

$$- V_B = -1.1 \frac{ql_1}{2} = -10.27 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$- V_B = 1.1 \frac{ql_2}{2} = 1.1 \times \frac{6.025 \times 3.5}{2} = 11.60 \text{ KN}$$

$$- V_C = -\frac{ql_2}{2} = -\frac{6.025 \times 3.5}{2} = -10.54 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$- V_C = \frac{ql_3}{2} = \frac{6.025 \times 3.5}{2} = 10.54 \text{ KN}$$

$$- V_D = -1.1 \frac{ql_3}{2} = -1.1 \times \frac{6.025 \times 3.5}{2} = -11.60 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$- V_D = 1.1 \frac{ql_4}{2} = 1.1 \times \frac{5.148 \times 3.5}{2} = 11.60 \text{ KN}$$

$$- V_E = -\frac{ql_4}{2} = -\frac{6.025 \times 3.5}{2} = -10.54 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$- V_E = \frac{ql_4}{2} = \frac{6.025 \times 3.3}{2} = 9.94 \text{ KN}$$

$$- V_F = -1.1 \frac{ql_5}{2} = -1.1 \times \frac{6.025 \times 3.3}{2} = -10.94 \text{ KN}$$

• **Poutrelles de type 3**

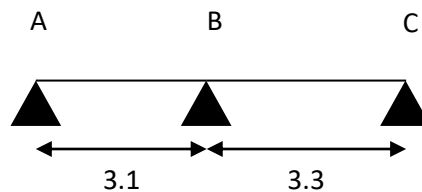


Figure III.6. schéma statique de la poutrelle type 3

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. Plancher a surcharge modéré : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2$

2. $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.1}{3.3} = 0.93 \in [0.8; 1.25]$.

3. $I = C^{\text{st}}$ (meme corps creux).

4. FPN (car ells ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒ la methode forfaitaire est applicable.

• **Calcul des moments isostatique :**

• $q_u = 6.025 \text{ KN/ml}$; $q_s = 4.355 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Travée AB : $M_{0,u} = 7.24 \text{ KN.m}$

$$M_{0,s} = 4.450 \text{ KN.m}$$

Travée BC : $M_{0,u} = 8.20 \text{ KN.m}$

$$M_{0,s} = 5.043 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moment au appuis :**
- **Appuis de rive :**

$M_A = M_C = 0$ (le BAEL 99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale a $0.15M_0$)

$$M_A = M_C = -0.15\max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_{A,u} = M_{C,u} = -1.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{A,s} = M_{C,s} = -0.89 \text{ KN.m}$$

- **appui intermédiaire :**

Poutres à deux travées :

$$M_B = 0.6\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.6M_0^{BC}$$

$$M_{B,u} = 4.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{B,s} = 3.56 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moment en travées :**

Les valeurs de M_t, M_e et M_w doivent verifier les conditions suivantes :

$$\checkmark M_t \geq \max\left[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\right] - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\checkmark M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots\text{Dans une travée intermédiaire.} \\ (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots\text{Dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Travée AB (rive) :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.263$$

$$\begin{cases} (1+0.3\alpha) = 1.079 \\ (1.2+0.3\alpha) = 1.279 \end{cases}$$

$$- M^1_{t,AB} \frac{|M_A + M_B|}{2} \geq \max(1.05; 1+0.3\alpha) M_0^{AB}.$$

$$- M^2_{t,AB} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0^{AB}.$$

$$\Rightarrow M^2_{t,AB} \geq 0.639 M_0^{AB}$$

$$M_{t,AB} = \max(M^1_{t,AB}; M^2_{t,AB})$$

$$M^u_{t,AB} = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{t,AB} = 3.47 \text{ KN.m}$$

Travée BC (rive) :

On effectue le même calcul que la travée AB et on retrouve :

$$- M^1_{t,BC} = 5.77 \text{ KN.m}$$

$$- M^2_{t,BC} = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{t,BC} = 5.77 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{t,BC} = 4.17 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts tranchants :**

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.

Travée AB :

$$- V_A = \frac{ql_1}{2} = \frac{6.025 \times 3.1}{2} = 9.34 \text{ KN}$$

$$- V_B = -1.15 \frac{ql_1}{2} = -10.74 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$- V_B = 1.15 \frac{ql_2}{2} = 1.15 \times \frac{6.025 \times 3.3}{2} = 11.43 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{ql_2}{2} = -\frac{6.025 \times 3.3}{2} = -9.94 \text{ KN}$$

Les résultats des autres types de poutrelles sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles

Etage courant							
Types de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant
	M _t (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.r (KN.m)	M _t (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.r (KN.m)	
1	6.26	-4.61	-1.23	4.53	-3.34	-0.89	11.60
2	6.95	-4.61	-1.38	5.03	-3.34	-1.00	-11.60
3	5.77	-4.92	-1.23	4.17	-3.56	-0.89	9.768
4	6.95	-4.61	-1.38	5.03	-3.34	-1.00	-11.60

III.2.1.2. Ferailage des poutrelles

Toutes les poutrelles vont être ferailées avec les sillicitations maximales suivantes :

M_t = 6.95 KN.m

Ma.int = 4.92 KN.m

Ma.r = 1.38 KN.m

V = 11.60 KN.m

- **Ferailage longitudinal :**

Avec : b = 0.65m , h_t = 0.2m , d = 0.9* h_t = 0.18m , f_{bu} = 14.2 MPA

a) En travée :

- si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, on calcule une section rectangulaire $b \times h$
- si $M_u \geq M_{tu}$ on calcule une section en T

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.95 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 59 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.95 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0,0232$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_1(1-0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0,0232$$

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

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,025$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0,178 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 1.122 \text{ cm}^2$$

b) En appuis :

Le calcul à la flexion simple conduit à une section d'aciers :

$$A_{a.int} = 0.794 \text{ cm}^2$$

De même, la section à mettre en appuis de rive :

$$A_{a.r} = 0.223 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{- en travée : } A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.65 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 1.412 * 10^{-4} \text{ m}^2 \geq A_{cal}$$

(on ferraille avec A_{\min})

$$\text{- en appuis : } A_{\min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 0.217 * 10^{-4} \text{ m}^2 \leq A_{cal}$$

(on feraille avec A_{cal})

On adopte le ferrailage suivant :

$A_t = 2HA8 + 1HA10 = 1.80 \text{ cm}^2$ **en travée**

$A_a^{int} = 1HA10 \text{ (filante)} + 1HA10 \text{ (chapeau)} = 1.58 \text{ cm}^2$ **en appui intermédiaire**

$A_a^{riv} = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$ **en appui de rive**

III.2.1.3. Verification à L'ELU

- **Verification de la contrainte de cisaillement :**

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = \min(0,13 \times 25; 4MPa)$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 * d} = \frac{11.60 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0,644MPa$$

$\tau_u = 0,644MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- **Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6mm$$

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57cm^2$$

- **L'espacement :**

$$St \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16.20cm$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{ij}K)} \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)[2]}$$

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

$\alpha = 90^0$ Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 32cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57cm$$

On prend $St = 15cm$

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

Vérification de la bielle

On doit vérifier que :

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

$$a \leq \min(0.9 * d; (l_{appuis} - 4)) = 0.162m$$

$$\Rightarrow V_u = 11.60KN \leq 0.276 * 0.162 * 0.1 * 25 = 111.78KN \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- **Vérification des armatures longitudinales (A_t) à l'effort tranchant (V_u):**

- **L'appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400 \times 10^3} (4.92 - \frac{6.95}{0.9 \times 0.18}) = -1.091 \times 10^{-4} cm^2 \leq 0$$

\Rightarrow pas de verification a faire car leffort tranchant est négligeable devant l'effort du moment .

- **Au niveau de l'appui de rive :**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} \times 11.60 \times 10^{-3} = 0.334 cm^2$$

Avec : $A_t = 1.80 + 0.79 = 2.59 cm^2$ Condition vérifiée

- **Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0} = \frac{11.60 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.757 MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

\Rightarrow pas de risque de cisaillement a la jonction table-nervure.

III.2.1.4. Vérification des poutrelles à l'ELS :

- Il y a lieu de vérifier :
- Etat limite de compression du béton.
 - Etat limite d'ouverture des fissures.
 - Etat limite de déformation.

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

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = 6.95KN.m$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.80 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.42 \times 10^{-4} \geq 0$$

L'axe neutre passe par la table \Rightarrow calcul de section rectangulaire $b \cdot h$

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(1.8 \times 10^{-4} + 0)y - 15(1.8 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0343 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie :**

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.0343^3 + 15 \times 1.8 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0343)^2 = 6.606 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow I = 6.606 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

* **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.03 \times 10^{-3}}{6.606 \times 10^{-5}} \times 0.0343$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 2.611 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{condition verifier}$$

• **En appuis :**

$$M_{a \text{ max int}}^{ser} = -3.56 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.882 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

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

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

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.58 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.024$$

$$y_1 = -0.040m$$

$$y_2 = 0.036m$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.036)^3 + 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.036)^2$$

$$I = 5.93 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.56 \times 10^{-3}}{5.93 \times 10^{-5}} 0.036 = 2.161 MPa$$

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

➤ **Etat limite de déformation :**

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

Evaluation de la flèche **BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.[2][3]**

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

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

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

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7cm$$

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

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

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

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.80 = 2.47$ KN/ml la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.20 = 2.73$ KN/ml la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.20 + 1.5) = 4.355$ KN/ml la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 3.782 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 4.180 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 5.673 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de λ et ρ :**

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.80}{10 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 4.266 \quad \text{Déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.706 \quad \text{Déformation différée.}$$

- **Calcul du moment d'inertie et la position de l'axe neutre I et Y :**

$$Y = 3.43 \text{ cm}$$

$$I = 6.606 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- * **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{3.782 \times 10^{-3}}{1.80 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.0343}{2})} = 129.021 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{4.180 \times 10^{-3}}{1.80 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.0343}{2})} = 142.598 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{5.673 \times 10^{-3}}{1.80 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.0343}{2})} = 193.531 \text{ Mpa}$$

- * **Calcul de μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 129.021 + 2.1} = 0.493$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 142.598 + 2.1} = 0.529$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 193.53 + 2.1} = 0.626$$

* **Calcul du moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe qui passe par le CDG I_0 :**

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (65 \times 20) + (15 \times 1.80) = 1327 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = 10.162 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.838 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{2} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (d - V_1)^2 = 66709.9 \text{ cm}^4$$

* **Calcul des moments d'inertie fictifs I_f :**

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 66709.9}{1 + 4.266 \times 0.493} = 23647.317 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 66709.9}{1 + 4.266 \times 0.529} = 22532.187 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 66709.9}{1 + 4.266 \times 0.626} = 19991.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 66709.9}{1 + 1.706 \times 0.529} = 38571.297 \text{ cm}^4$$

* **Calcul de E :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{module de deformation longitudinale instantanée du béton}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{module de deformation longitudinale différée du béton}$$

* **Evaluation de la flèche :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{3.782 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 23647.317 \times 10^{-8}} = 0.000609m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{4.180 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 22532.187 \times 10^{-8}} = 0.000706m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{5.673 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 19991.98 \times 10^{-8}} = 0.00108m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5.673 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 10721.4 \times 38571.297 \times 10^{-8}} = 0.00168m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00168 - 0.000609 + 0.00108 - 0.000706 = 0.001445 m$$

$$\Delta f = 0.1445cm \leq f_{adm} = 0.700cm \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

III.2.1.5. Schémas des ferrailages

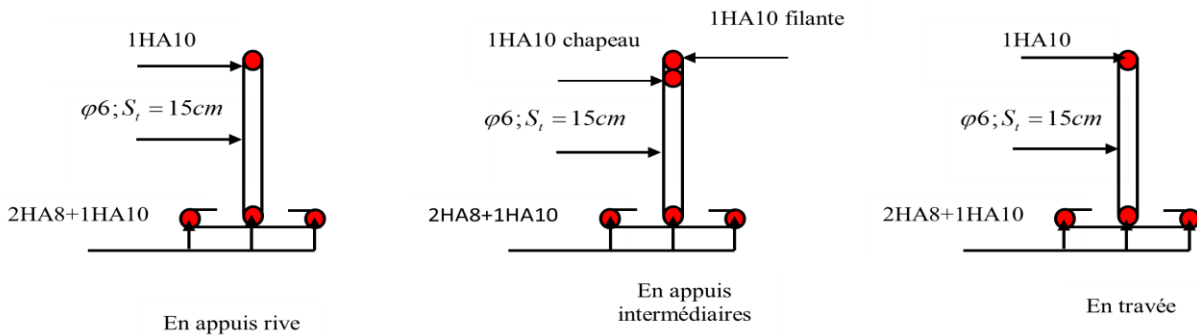


Figure III.7. schémas de ferrailage des poutrelles

III.2.1.6. Ferrillage de la dalle de compression

- **Armatures perpendiculaires aux nervures**

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**[3] :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1cm^2 / ml$$

- **Armatures parallèles aux nervures**

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

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.

On choisit :

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → S_t = 20cm ≤ 20 cm.....vérifier

5TS6/ml = 1.41cm² parallèles aus poutrelles → S_t = 20cm ≤ 30 cm.....vérifier

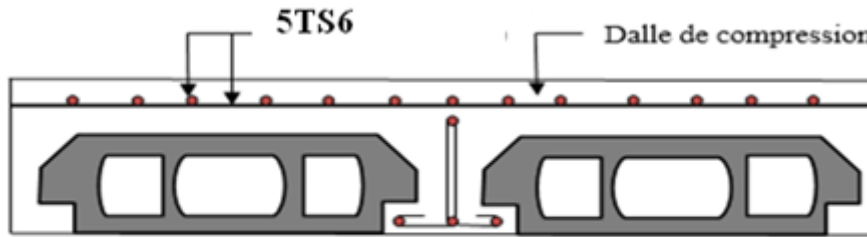


Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3.Planchers a dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions .Cette plaque peut être encastrée, sur deux ou plusieurs côtés, comme elle peut être assimilée à une console.

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

L_x: la plus petite dimension du panneau.

L_y: la plus grande dimension du panneau.

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

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 sen

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1*e)m².

III.3.1. Panneau DP1

C'est une dalle sur quatre appuis perpendiculaires d'épaisseur

e= 14cm. Elle est illustrée sur la figure suivante :

Lx = 3.2. m

Ly = 5.1m

$$\begin{cases} G = 4.9 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{3.2}{5.1} = 0.62 > 0.4 \rightarrow \text{ dalle travaille dans les deux sens}$$

• Evaluation des charges :

$$ELU : q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1.35 \times 4.9 + 1.5 \times 3.5 = 11.86 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS : q_s = (G + Q) = 4.9 + 3.5 = 8.4 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des moments

• En travée

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases} \quad ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases}$$

$$ELU : \begin{cases} M_{0x} = 0.0794 \times 11.86 \times 3.1^2 = 9.04 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.3205 \times 9.04 = 2.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_{0x} = 0.0844 \times 11.86 \times 3.1^2 = 9.61 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.4892 \times 9.61 = 4.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés

• En travée

$$ELU : \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 6.78 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 2.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 7.20 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 3.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• En appuis

$$ELU : \{ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 9.04 = -4.52 \text{ KN.m}$$

$$ELS : \{ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 9.61 = -4.80 \text{ KN.m}$$

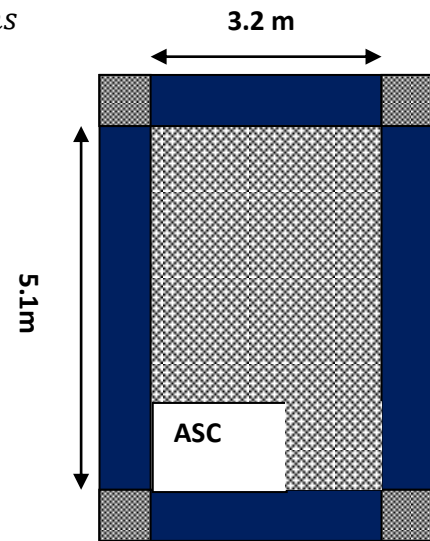


Figure III.9. Dalle sur quatre appuis panneau DP1

Annexe (I)

III.3.1.1.Ferrailages DP1

Le ferrailage se fera à la flexion simple d'une section de 1 m et d'épaisseur $e = 14$ cm les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14mm$

$$d_x = h - e = 14 - 2 = 12cm$$

$$d_y = d_x - \phi_{armatures} = 11cm$$

$$\epsilon_s = 10\% ; f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

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

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

$$A_s = \frac{M^t}{Zf_{St}}$$

Tableau III.4. Ferrailages de la dalle sur 4 appuis DP1

En travée					
Sens	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)
x-x	6.78	0.0333	0.0421	0.1179	1.65
y-y	2.16	0.0105	0.0132	0.1193	0.52
En appuis					
x-x/y-y	4.52	0.0221	0.0279	0.1186	1.09

- **Condition de non fragilité**
- **En travée**

Pour $e > 12$ cm et $\rho > 0,4$ ($\rho = 0,62$) donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,62)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.33cm^2 \\ A_x^{\min} = 1.33cm^2 < A_x^{\text{calculée}} = 1.65cm^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_x^{\text{calculée}} \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12cm^2 \\ A_y^{\min} = 1.12cm^2 > A_y^{\text{calculée}} = 0.52cm^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

- **En appuis**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{calculée}$ On ferraille avec A_{min}

On opte pour une section de ferrailage:

- **En travée :**

Sens x-x : 3HA10 = 2.36cm²

Sens y-y : 3HA10 = 2.36cm²

- **En appuis :**

3HA10 = 2.36 cm²

- **Espacement des barres**

Sens x-x : on opte pour $S_t = 33 \text{ cm} < \min(3e, 33 \text{ cm})$

Sens y-y : on opte pour $S_t = 33 \text{ cm} < \min(4e, 45 \text{ cm})$

- **En appuis**

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

III.3.1.2. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\rho = \frac{3.2}{5.1} = 0.62 > 0.4$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = (qu \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 16.42 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = (qu \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 4.05 \text{ KN}$$

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{16.42}{1 \times 0.12} \times 10^{-3} = 0.136 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{4.05}{1 \times 0.12} \times 10^{-3} = 0.033 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

III.3.1.3. Vérifications à l'ELS

- **Vérification des contraintes**

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

- **En travée**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50y^2 + 35.4y - 424.8 = 0$$

$$Y = 2.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 33.33 \times 2.58^3 + 15 \times 2.36 (12 - 2.58)^2$$

$$I = 3713.66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{7.20 \cdot 10^{-3}}{3713.66 \cdot 10^{-8}} \times 0,024 \leq 0,6 \times 25$$

$$4.65 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Tableau III.5. Vérification des contraintes en travée DP1

Sens	M _t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
x-x	7.20	2.36	2.4	3713.66	4.65	15	Vérifiée
y-y	3.52	2.36	2.11	3713.66	2.27	15	vérifiée

- **En appuis**

Tableau III.6. Vérification des contraintes en appuis DP1

Sens	M _a (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
x-x/y-y	-4.80	2.36	2.11	3713.66	3.10	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation (la flèche)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$e = 12 \text{ cm} < \max[(0,0375, 0,0398)L_x] = 12.74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^x = 2.36 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y} \right) L_y \right] \\ A_t^y \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$e = 12\text{cm} < \max[(0,0375, 0,0374)L_x] = 19.07\text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée.

$A_t^y = 2.36\text{ cm}^2 \leq 6\text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Commentaire : Le calcul de la flèche est nécessaire

$$\begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5\text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

f_{gv} Et f_{gi} : Les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

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

f_{pi} : La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

J : La charge permanente au moment de la mise des cloisons.

g : La charge permanente après la mise des cloisons.

p : La somme des charges permanentes et charges d'exploitation.[3]

• **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} j = 3.5\text{ KN/m}^2 \\ g = 4.9\text{ KN/m}^2 \\ p = 8.4\text{ KN/m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.7. Vérification de la flèche panneau DP1

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
1.51	0.75	0.95	0.47	1.24	10.2	vérifiée

On remarque bien que $\Delta f < f_{adm}$, La flèche est donc vérifiée

Remarque

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définie comme suit :

$$A'_x = 2.1 \times 2.36 = 5,956 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 2.4 \times 2,36 = 5.664 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s ; l_s = 40\phi \text{ pour HA}$$

$$L_a = 2.1 + 2.4 + 2 \times 40 \times 0.014 = 5.26$$

$$L_b = 2.1 + 2.4 + 2 \times 40 \times 0.014 = 5.26$$

III.3.1.4. Schéma de ferrailage DP1

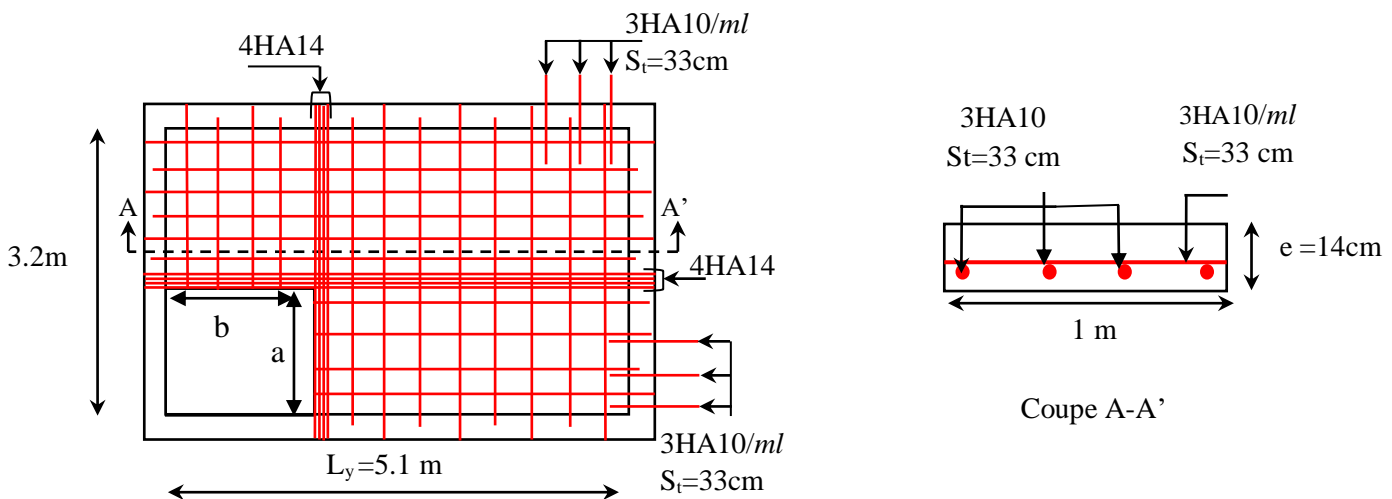


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle DP1

III.3.2. Panneau DP2

C'est une dalle sur trois appuis d'épaisseur $e = 14\text{cm}$. Elle est illustrée sur la figure suivante :

$$L_x = 1.2\text{m}$$

$$L_y = 2.8\text{m}$$

$$\begin{cases} G = 4.9\text{KN/m}^2 \\ Q = 3.5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

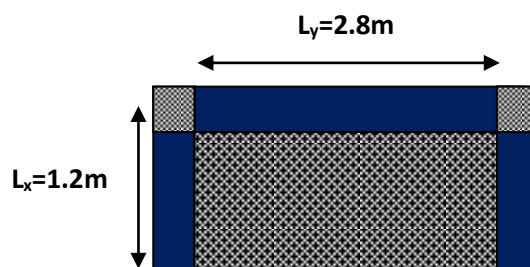


Figure III.11. Dalle sur trois appuis panneau DP2

$$\rho = \frac{1.2}{2.8} = 0.42 > 0.4 \rightarrow \text{dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ **Evaluation des charges**

$$ELU : \begin{cases} q_u = 1.35G \times 1.5Q \\ q_u = 1.35 \times 4.9 + 1.5 \times 3.5 = 11.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 4.9 + 3.5 = 8.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moment**

On a: $L_x = 1.2 \text{ m} < L_y / 2 = 1.4 \text{ m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_{ox} = \frac{11.811 \times 1.2^2 \times 2.8}{2} - \frac{2 \times 11.811 \times 1.2^3}{3} = 10.2 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \frac{11.811 \times 1.2^3}{6} = 3.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_{ox} = \frac{8.36 \times 1.2^2 \times 2.8}{2} - \frac{2 \times 8.36 \times 1.2^3}{3} = 7.22 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \frac{8.36 \times 1.2^3}{6} = 2.4 \text{ KN.M} \end{cases}$$

• **Calcul des moments corrigés**

• **En travée**

$$ELU : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 10.2 = 8.67 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 3.4 = 2.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 7.22 = 6.14 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 2.4 = 2.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis**

$$\begin{cases} ELU : M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 10.2 = -5.1 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 7.32 = -3.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.2.1. Ferrailages DP2

Tableau III.8. Ferrailages dalle sur trois appuis DP2

En travée					
Sens	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)
x-x	8.67	0.042	0.0541	0.1174	2.12
y-y	2.89	0.0016	0.0021	0.1198	0.69
En appuis					
Sens	M _a (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)
x-x/y-y	-5.1	0.0244	0.0309	0.1185	1.23

- **Condition de non fragilité**

- **en travée**

Sens x-x

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8.10^{-4}}{2} \times (3 - 0.42) \times 100 \times 14 = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{calculé}$$

Sens y-y

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 > A_{calculé}$$

On opte pour une section de ferrailage:

- **En travée :**

Sens x-x : 4HA10 = 3,14 cm²

Sens y-y : 4HA10 = 3.14 cm²

- en appuis :

4HA8 = 2.01 cm²

- Espacement des barres

Sens x-x : on opte pour $S_t = 20\text{cm} < \min(3e, 33\text{cm})$

Sens y-y : on opte pour $S_t = 20\text{cm} < \min(4e, 45\text{cm})$

III.3.2.2. Vérifications à l'ELU :

- Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_c28}{\gamma b} = 1.16\text{MPa}$$

$$V_{ux} = (Pu \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 6.85\text{KN}$$

$$V_{uy} = (Pu \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 0.53\text{KN}$$

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{6.85}{1 \times 0.12} \times 10^{-3} = 0.0571\text{MPa} < 1.16\text{MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{0.53}{1 \times 0.12} \times 10^{-3} = 0.00441\text{MPa} < 1.16\text{MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

III.3.2.3. Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

- En travée

Tableau III.9. Vérifications des contraintes en travée DP2

Sens	M_t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Observation
x-x	6.14	3.14	2.92	4713.04	3.80	15	Vérifiée	177.43	201,64	vérifiée
y-y	2.04	3.14	2.92	4713.04	1.26	15	Vérifiée	58.95	201,64	vérifiée

- En appuis

Tableau III.10. Vérifications des contraintes en appuis DP2

Sens	M_t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Observation
x-x	-5.1	2.01	2.4	3239.37	3.77	15	Vérifiée	226.71	201,64	Non vérifiée
y-y	-3.66	2.01	2.4	3239.37	2.71	15	Vérifiée	162.69	201,64	vérifiée

Remarque :

Les contraintes d'aciers ne sont pas vérifiées on augmente la section de l'acier, on opte pour :

Sens x-x

- ✓ En appuis : 3HA10 = 3,14 cm²
- Rê vérification des contraintes
- En appuis

Tableau III.11. Vérifications des contraintes en appuis DP2

Sens	M_t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Observation
x-x	-5.1	3.14	2.92	4713.04	3.15	15	Vérifiée	162.31	201,64	vérifiée

- Vérification à l'état limite de déformation

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$e = 14 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.0425 L_x)] = 5.10 \text{ cm} \dots \dots$ Condition vérifiée

$A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y} \right) L_y \right] \\ A_t^y \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$e = 14 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_y, 0.0425 L_y)] = 11.9 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

$A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Commentaire : la vérification de flèche n'est pas nécessaire.

III.3.2.4. Schéma de ferrailage

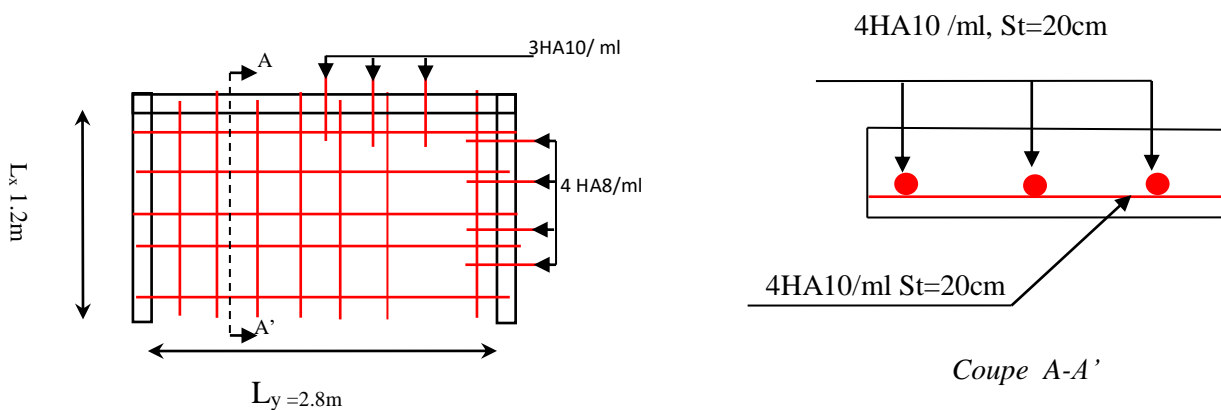


Figure. III.12. Schéma de ferrailage de la dalle DP2

III.3.3. Panneau DP3

$$l_x = 1m$$

$$l_y = 3.4m$$

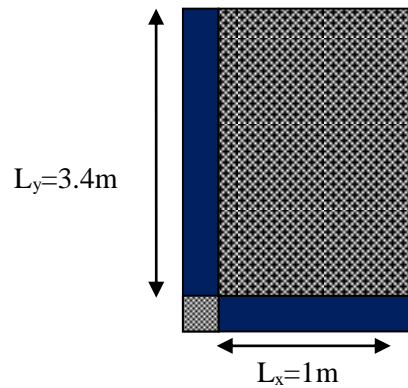
$$\rho = \frac{1}{3.4} = 0.29 < 0.4$$

⇒ la dalle porte sur un seul sens (sens x) (console)

- Evaluation des charges :

$$G = 4.9KN / m^2$$

$$Q = 3.5KN / m^2$$



FigureIII.13. Schéma d'une dalle sur deux appuis DP3

$$ELU : \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q \\ q_u = 1.35 \times 4.9 + 1.5 \times 3.5 = 11.86KN.m \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 4.9 + 3.5 = 8.4KN.m \end{cases}$$

- Calcul Les sollicitations

$$M_u^{max} = -\frac{q_u \times L_x^2}{2} = -5.93KN.m$$

$$M_s^{max} = -\frac{q_s \times L_x^2}{2} = -4.18KN.m$$

$$V_u = q_u \times l = 11.8KN$$

III.3.3.1.Ferraillages DP3

Sens principale : Résultats du ferraillage de la dalle sur deux appuis

Tableau III.12. Ferraillages d'armatures principales de dalle sur deux appuis DP3.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
-5.93	0.029	0.036	0.118	1.43	4HA8=2.01

- Condition de non fragilité

On a $\begin{cases} \rho < 0.4 \\ e > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.04 \text{ cm}^2 < A_t^x \text{ vérifié}$

1.04 < 2.01 C'est vérifié. On adopte une section 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- **Calcul de l'espacement :**

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

on adopte $S_t = 25\text{cm}$

III.3.3.2. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = 0.098 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).

III.3.3.3. Vérification à l'ELS

- **La contrainte dans le béton**

$$M_{ser} = -\frac{q_s \times l^2}{2} = M_{ser} = \frac{8.4 \times 1^2}{2} = 4.2 \text{ KN.m}$$

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.13. Vérification des contraintes en travée DP3

M _t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
4.2	2.01	0.0254	3516.49	11.24	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$e = 14 \text{ cm} > \max[(0.0375 L_x, 0.0425 L_x)] = 4.25 \text{ cm} \dots \dots$ Condition vérifiée

$A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Commentaire : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.3.4. Schéma de ferrailage DP3

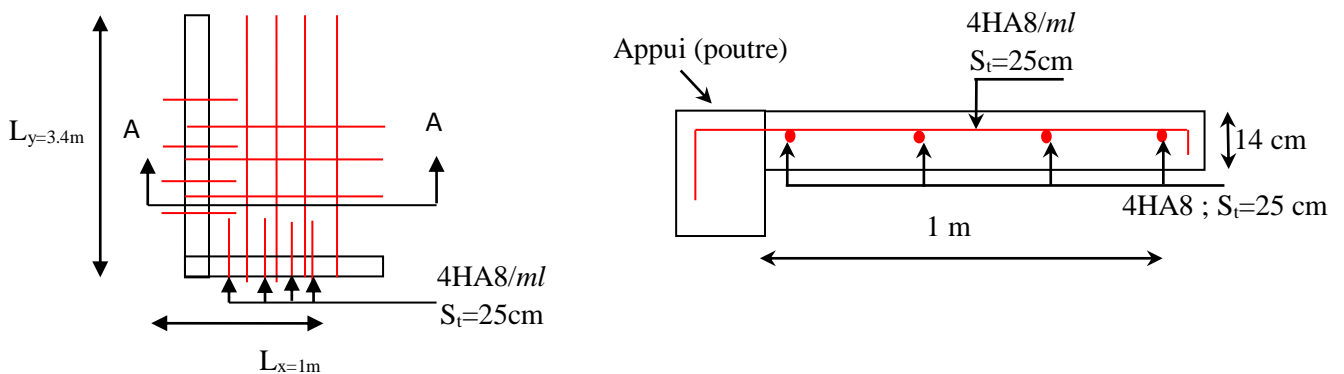


Figure III.14. schéma de ferrailages de la dalle DP3

III.4. Etude des escaliers :

III.4.1. Escalier type 1 :

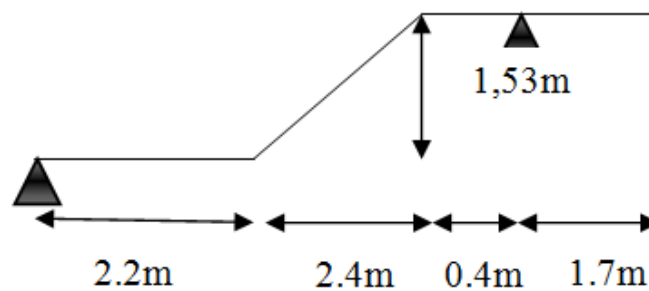


Figure III.15. Coupe en élévation de l'escalier (type 1)

• **Evaluation des charges et surcharges :**

Pour une bande de 1 m on aura :

- Pour la volée : $G_v = 8.61 \text{ KN/m}$
- Pour le palier : $G_p = 5.85 \text{ KN/m}$

- Pour l'escalier : $Q = 2,5 \text{KN/m}$

- **l'ELU :**

$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 1.5 * 2.50 + 1.35 * 8.61 = 15.37 \text{KN} / m$$

$$\Rightarrow q_v = 15.37 \text{KN} / m$$

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p = 1.5 * 2.5 + 1.35 * 5.85$$

$$\Rightarrow q_p = 11.64 \text{KN} / m$$

- **l'ELS :**

$$q_v = Q_v + G_v$$

$$\Rightarrow q_v = 2.50 + 8.61 = 11.11 \text{KN} / m$$

$$\Rightarrow q_v = 11.11 \text{KN} / m$$

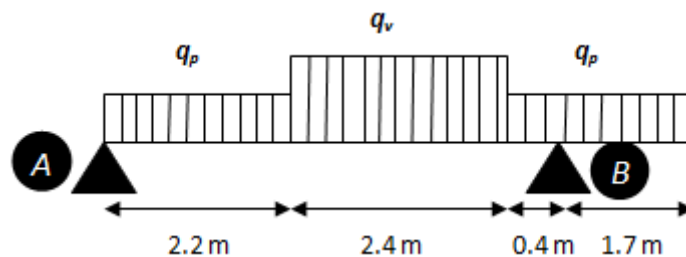
$$q_p = Q_p + G_p = 2.5 + 5.85 = 8.35 \text{KN} / m$$

$$\Rightarrow q_p = 8.35 \text{KN} / m$$

1) Calcul à ELU

$$q_v = 15.37 \text{KN} / m$$

$$q_p = 11.64 \text{KN} / m$$



La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = R_{p1} + R_v + R_{p2} = (11.64 \times 2.2 \times 1) + (15.37 \times 2.4 \times 1) + (11.64 \times 0.4 \times 1) + (11.64 \times 1.7 \times 1)$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 86.94 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow R_{p1} \left(\frac{2.2}{2} \right) + R_{p2} \left(\frac{0.4}{2} + 2.40 + 2.2 \right) + R_{p3} \left(\frac{1.7}{2} + 0.4 + 2.4 + 2.2 \right) + R_v \left(\frac{2.4}{2} + 2.2 \right)$$

$$= R_B (2.2 + 2.40 + 2.1)$$

$$R_B = 57.34 \text{KN}$$

$$R_A = 86.94 - R_B$$

$$R_A = 28.60 \text{ KN}$$

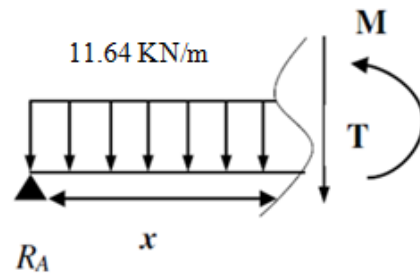
➤ Calcul des sollicitations :

➤ Moment fléchissant :

• $0 \leq x \leq 2.2 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \frac{x^2}{2}$$

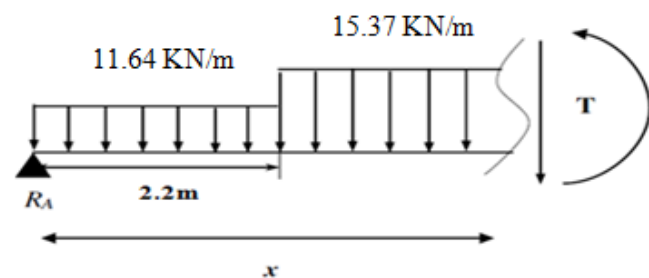
$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.2) = 34.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• $2.2 \leq x \leq 4.6 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - (q_p \times 2.2) \times (x - \frac{2.2}{2}) - q_v \frac{(x - 2.2)^2}{2}$$

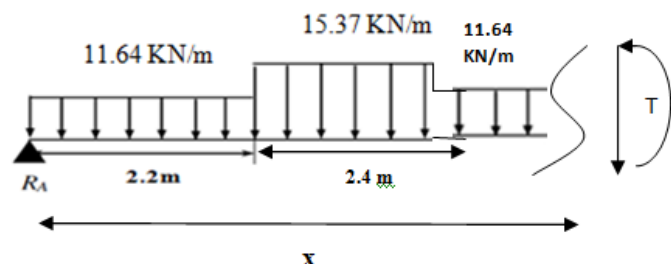
$$\begin{cases} M(2.2) = 34.75 \text{ KN.m} \\ M(4.6) = -2.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• $4.6 \leq x \leq 5 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - (q_p \times 2.2) \times (x - \frac{2.2}{2}) - (q_v \times 2.4) \times (x - (\frac{2.4}{2} + 2.2)) - q_p \times \left(\frac{(x - 4.6)^2}{2} \right)$$

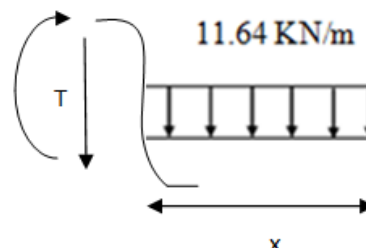
$$\begin{cases} M(4.6) = -2.33 \text{ KN.m} \\ M(5) = -16.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$M(x) = -q_p \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.7) = -16.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Donc on a : $M_{\max} = 34.75 \text{ KN/m}$

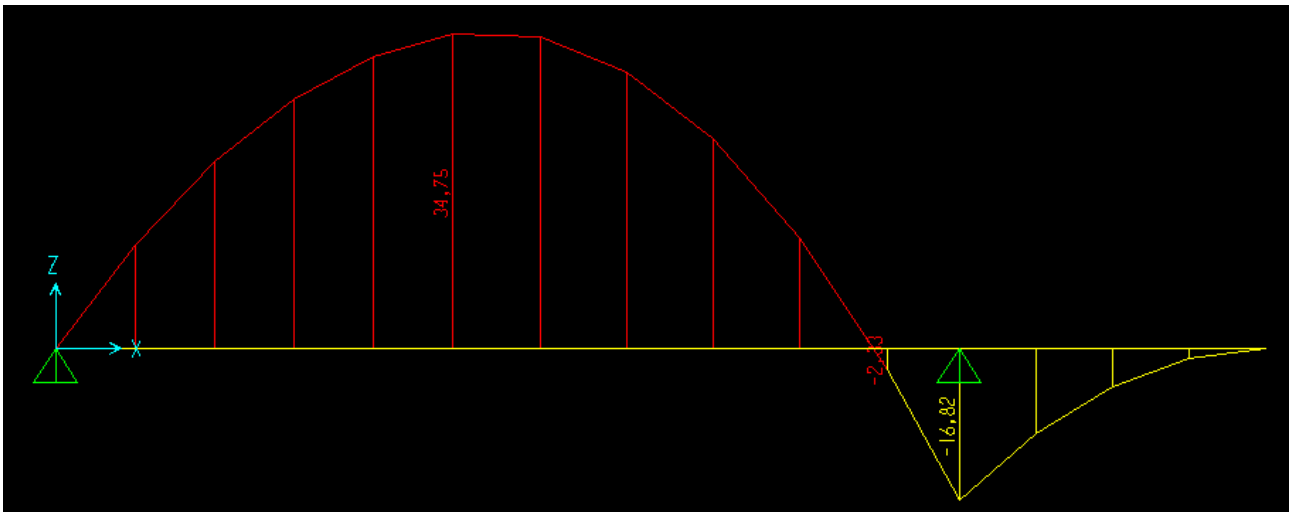


Figure III.16. Diagramme des moments type 1 (ELU)

- Effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 2.2m$

$$T(x) = R_A - q_p \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -28.60 \text{ KN} \\ T_Y(2.2) = -2.99 \text{ KN} \end{cases}$$

- $2.2 \leq x \leq 4.6m$

$$T_Y(x) = R_A - q_p \times 2.2 - q_v(x - 2.2)$$

$$\begin{cases} T_Y(2.2) = -2.99 \text{ KN} \\ T_Y(4.6) = 33.90 \text{ KN} \end{cases}$$

- $4.6 \leq x \leq 5m$

$$T_Y(x) = R_A - q_p \times 2.2 - q_v \times 2.4 - q_p(x - 4.6)$$

$$\begin{cases} T_Y(4.6) = 33.90 \text{ KN} \\ T_Y(5) = 38.55 \text{ KN} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.7m$

$$T_y(x) = -q_p x$$

$$\begin{cases} T_y(0) = 0 \text{ KN} \\ T_y(1.7) = -19.78 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc on a : $T_{\max} = 38.55 \text{ KN}$

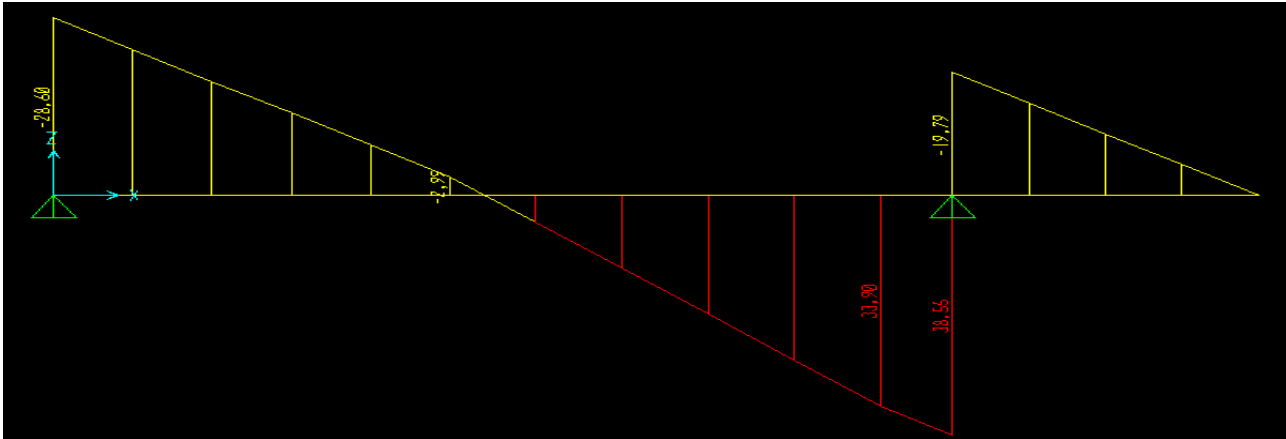


Figure II.17. Diagramme des efforts tranchant type 1 (ELU)

Les sollicitations max sont :

➤ $M_{0\max} = 34.75 \text{ KN.m}$ pour $x = 2.2 \text{ m}$

➤ **Donc on a :**
$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 29.53 \text{ KN.m} \\ M^a = -0.4 M_{\max} = -13.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.1.1. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

a) En travée :

$$M^t = 29.53 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.53 * 10^{-3}}{1(0.16)^2 14.2} = 0.081$$

$$\mu_{bu} = 0.081 < \mu_l = 0.392.$$

➔ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.105$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.153m$$

$$A_s = \frac{M^t}{\gamma_s f_{St} Z} = \frac{29.53 \times 10^{-3}}{0.153 \times 348} = 5.53cm^2$$

On adopte : $5\phi 12 = 5.65cm^2$

b) En appuis :

$$M^a = 13.9KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.9 \times 10^{-3}}{1(0.16)^2 14.2} = 0.038$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.048$$

$$Z = 0.156m$$

$$A_s = \frac{13.9 * 10^{-3}}{0.156 * 348} = 2.54cm^2$$

On adopte : $3\phi 12 = 3.39cm^2$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Résumé des résultats de ferrailage

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	29.53	0.081	0.105	0.153	5.53	5HA12=5.65
En appuis	13.9	0.038	0.048	0.156	2.54	3HA12=3.39

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

Selon l'article **E.8.2.41 du BAEL91 [3]** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2 / \text{m}$ on choisie : 3HA8 = 1.51cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{cm}^2 / \text{m}$ on choisie : 3HA8 = 1.51cm²/m

III.4.1.2. Vérification de la section a l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.16 \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{cm}^2$$

- $A^t = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{cm}^2$ c.vérifiée.
- $A^a = 3.39 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{cm}^2$ c.vérifiée

→ Condition vérifiée.

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

L'escalier est a l'intérieure du bâtiment donc fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{38.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0,222 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée (donc pas d'armatures transversal).}$$

✓ **Vérification de l'espacement des armatures :**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3h; 33 \text{cm}) = (3 \times 16; 33) = 33 \text{cm}$ vérifiée
- Les armatures secondaires : $(4h; 33 \text{cm}) = (4 \times 16; 45) = 45 \text{cm}$ vérifié

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

D'après le BAEL99/article 5.13.2 [3] on a deux types :

✓ **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.16 = 0.144$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.144 * 1 * 25 = 0.961 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 0.03855 \text{ MN} \leq 0.961 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 5.65 + 3.39 = 9.04 \text{ cm}^2$$

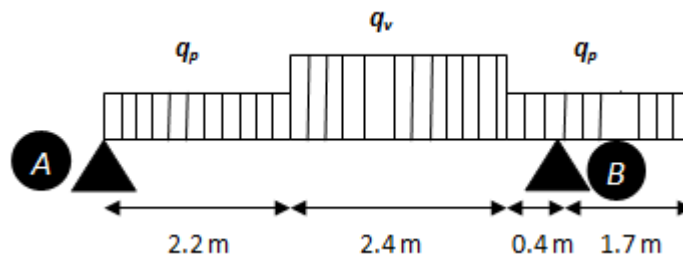
$$A_l = 9.04 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 38.55 \times 10^{-3}}{400} = 1.022 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.4.1.3. Vérification de la section a l'ELS :

1. Calcul a l'ELS :

$$q_v = 11.11 \text{ KN / m}^2$$

$$q_p = 8.35 \text{ KN / m}^2$$



La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = R_{p1} + R_v + R_{p2} = (8.35 \times 2.2 \times 1) + (11.11 \times 2.4 \times 1) + (8.35 \times 0.4 \times 1) + (8.35 \times 1.7 \times 1)$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 62.57 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow R_{p1} \left(\frac{2.2}{2} \right) + R_{p2} \left(\frac{0.4}{2} + 2.40 + 2.2 \right) + R_{p3} \left(\frac{1.7}{2} + 0.4 + 2.4 + 2.2 \right) + R_v \left(\frac{2.4}{2} + 2.2 \right) = R_B (2.2 + 2.40 + 0.4 + 1.7)$$

$$R_B = 41.99 \text{ KN}$$

$$R_A = 62.57 - R_B$$

$$R_A = 20.58 \text{ KN}$$

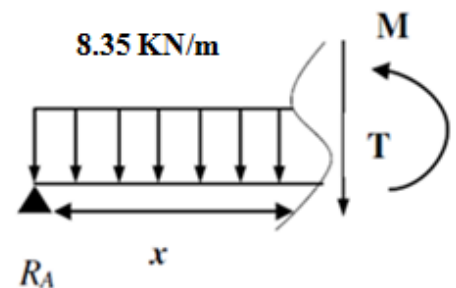
➤ Calcul des sollicitations :

➤ Moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq 2.2 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \frac{x^2}{2}$$

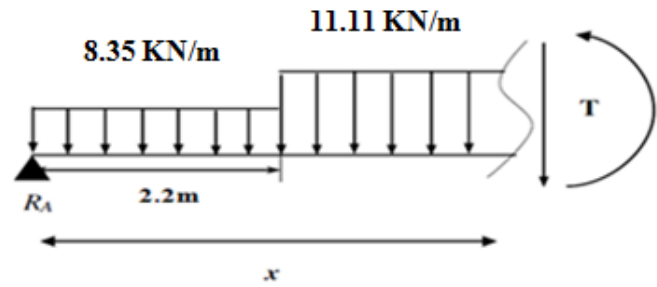
$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.2) = 25.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• $2.2 \leq x \leq 4.6m$

$$M(x) = R_A \times x - (q_p \times 2.2) \times (x - \frac{2.2}{2}) - q_v \frac{(x - 2.2)^2}{2}$$

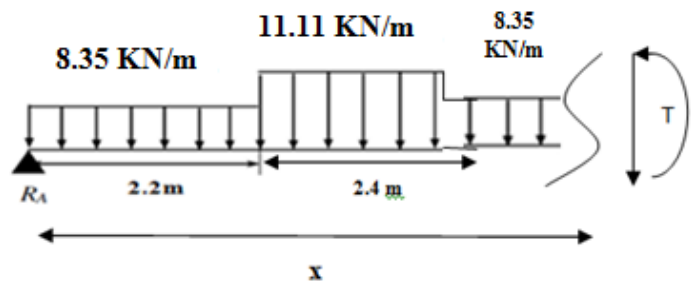
$$\begin{cases} M(2.2) = 25.07 \text{ KN.m} \\ M(4.6) = -1.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• $4.6 \leq x \leq 5m$

$$M(x) = R_A \times x - (q_p \times 2.2) \times (x - \frac{2.2}{2}) - (q_v \times 2.4) \times (x - (\frac{2.4}{2} + 2.2)) - q_p \times \left(\frac{(x - 4.6)^2}{2} \right)$$

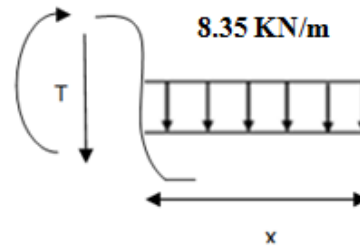
$$\begin{cases} M(4.6) = -1.62 \text{ KN.m} \\ M(5) = -12.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• $0 \leq x \leq 1.7m$

$$M(x) = -q_p \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.7) = -12.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Donc on a : $M_{\max} = 25.07 \text{ KN/m}$

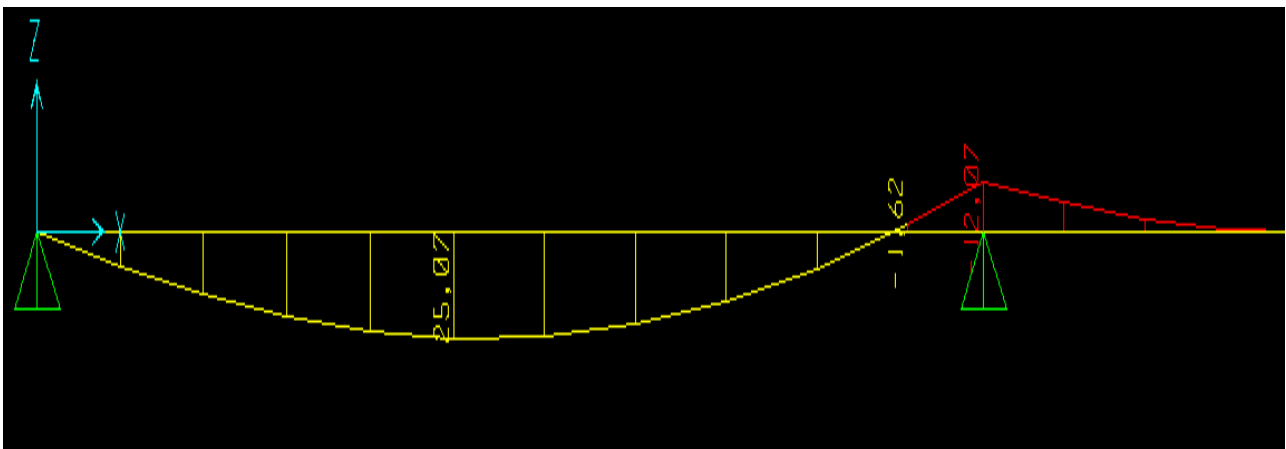


Figure III.18. Diagramme des moments type 2 (ELS)

- Effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 2.2m$

$$T(x) = R_A - q_p \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -20.58KN \\ T_Y(2.2) = -2.21KN \end{cases}$$

- $2.2 \leq x \leq 4.6m$

$$T_Y(x) = R_A - q_p \times 2.2 - q_v(x - 2.2)$$

$$\begin{cases} T_Y(2.2) = -2.21KN \\ T_Y(4.6) = 24.49KN \end{cases}$$

- $4.6 \leq x \leq 5m$

$$T_Y(x) = R_A - q_p \times 2.2 - q_v \times 2.4 - q_p(x - 4.6)$$

$$\begin{cases} T_Y(4.6) = 24.49KN \\ T_Y(5) = 27.79KN \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.7m$

$$T_Y(x) = -q_p x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 0KN \\ T_Y(1.7) = -14.20KN \end{cases}$$

Donc on a : $T_{\max} = 27.79 \text{ KN}$

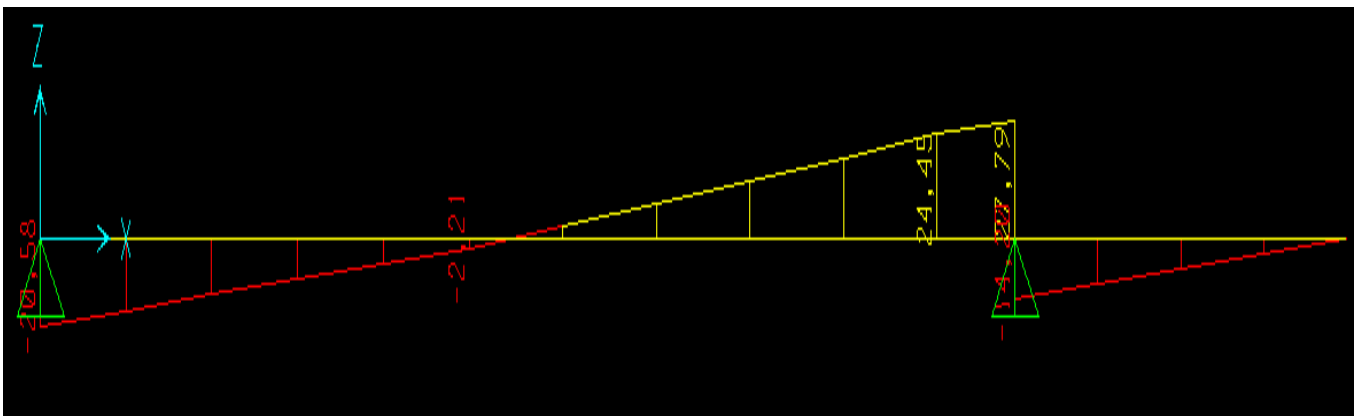


Figure II.19. Diagramme des efforts tranchants type 2 (ELS)

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.85M_{\max} = 21.30 \text{ KN.m} \\ M^a = 0.4M_{\max} = 10.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d. \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{27.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times 18.84 \times 10^{-2}} = 1.024 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite 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.

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

$$M_t = 21.30 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 10.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.15. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	21.03	0.0442	14243.02	6.52	15
Appuis	10.02	0,0355	9373.16	3.79	15

▪ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{670} = 0.0276 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le **BAEL91 [3]** comme suit :

Pour une poutre simplement appuyé de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est

prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 1.34\text{cm}$

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 18 + 15 \times 5.65 = 188.475 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{188.475} \times \left(\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 \right) = 9.31$$

$$V_2 = 18 - 9.31 \Rightarrow V_2 = 8.69 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (9.31^3 + 8.69^3) + 15 \times 5.65 \times (8.69 + 2)^2$$

$$I_0 = 58457.87 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.00353$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00353 \times (2 + 3)} = 5.94$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.376$$

-Calcul de M_{serj} ; M_{serg} ; M_{serp} :

- M_{serj} : correspond aux charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- M_{serg} : correspond aux charges permanentes après la mise en place des revêtements.
- M_{serp} : correspond aux charges permanentes plus les charges d'exploitation.

$$G_v = 8.61 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serg} = 0.85 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.85 \times 20.06 = 17.05 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 8.27 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 4.46 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.85 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.85 \times 15.78 = 13.41 \text{ KN.m}$$

$$q_v = G + Q = 8.93 + 2.5 = 11.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = G + Q = 4.86 + 2.5 = 7.36 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serp} = 0.85 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.85 \times 29.20 = 24.82 \text{ KN.m}$$

-Calcul de σ_s :
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} = \sigma_{Sg} = 15 \times \frac{20.25 \times (0.16 - 0.0442) \times 10^2}{5.8457} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 601.71 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{13.41 \times (0.16 - 0.0442) \times 10^2}{5.8457} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 535.349 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{Sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{24.82 \times (0.16 - 0.0442) \times 10^2}{5.8457} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 11062.65 \text{ MPA}$$

-Calcul de μ :
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00353 \times 601.71 + 2.1} = 0,654$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00353 \times 535.34 + 2.1} = 0,620$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00353 \times 11062.65 + 2.1} = 0,977$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = I_{fij} = \frac{1.1 \times 5.8457 \times 10^{-4}}{1 + 5.94 \times 0.620} = 0,000137 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = I_{fig} = \frac{1.1 \times 5.8457 \times 10^{-4}}{1 + 5.94 \times 0.654} = 0,000131 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = I_{fip} = \frac{1.1 \times 5.8457 \times 10^{-4}}{1 + 5.94 \times 0.977} = 0,000945 \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = I_{fvg} = \frac{1.1 \times 5.8457 \times 10^{-4}}{1 + 2.376 \times 0,654} = 0,000251 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{13.41 \times 6.7^2}{10 \times 32456.59 \times 0.000137} = 13.53 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{20.25 \times 6.7^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000131} = 21.37 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vg} = \frac{20.25 \times 6.7^2}{10 \times 10818.86 \times 0,000251} = 33.47 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{24.82 \times 6.7^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000945} = 3.632 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{vg} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 33.47 + 3.63 - 13.53 - 21.37 = 2.2 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 2.2 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{470}{500} = 13.4 \text{ mm}$$

III.4.1.4.Schéma de ferrailage type 1

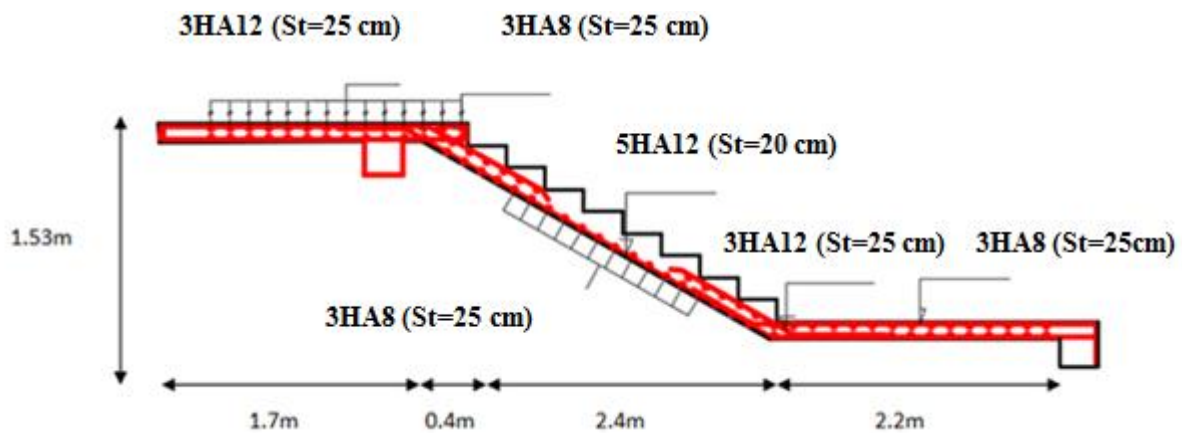


Figure III.20. Schéma de ferrailage d'escalier (type1)

III.4.2.Etude d'escalier type 2 :

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 18$, le calcul se fait pour une bande de 1m.

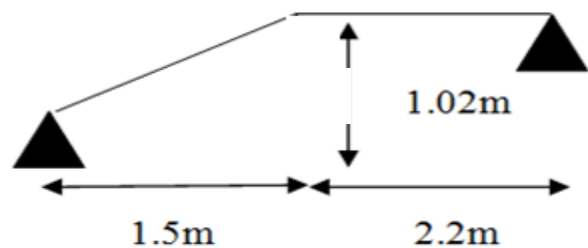


Figure III.21. Coupe en élévation de l'escalier (type 2)

Evaluation des charges

Pour une bande de 1 m :

✓ **Volée :**

$$G_{\text{volée}} = 8.61 \times 1 = 8.61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ **Palier :**

$$G_{\text{palier}} = 5.85 \times 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{KN/ml}$$

Combinaison des charges :

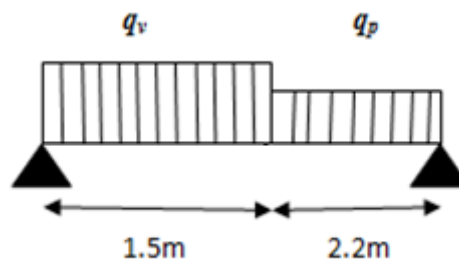
L'ELU :

$$\begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 15.37 \text{KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.64 \text{KN/ml} \end{cases}$$

L'ELS

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11.11 \text{KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8.35 \text{KN/ml} \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations :



➤ ELU :

- Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 15.37 \times (1.5) - 11.64 \times (2.2) = 0 \\ R_A + R_B = 48.66 \text{KN} \end{cases}$$

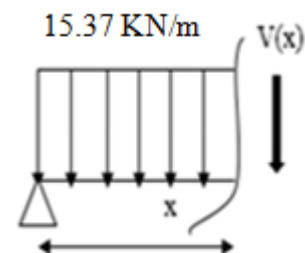
$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 15.80 \times (1.5) \times (2.95) + 10.31 \times (2.2) \times (1.1) - R_A \times (3.7) = 0 \\ R_A = 25.99 \text{KN} \\ R_B = 22.67 \text{KN} \end{cases}$$

- Les efforts internes :

✓ Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.5$

$$T(x) = R_A - q_v \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -25.99 \text{KN} \\ T_Y(1.5) = -2.94 \text{KN} \end{cases}$$



$$M(x) = R_A \times x - q_v \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 21.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Tronçons2 : $0 \leq X \leq 2.2$

$$T(x) = R_B - q_p \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 22.67 \text{ KN} \\ T_Y(1.5) = -2.94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B \times x - q_p \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.2) = 21.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

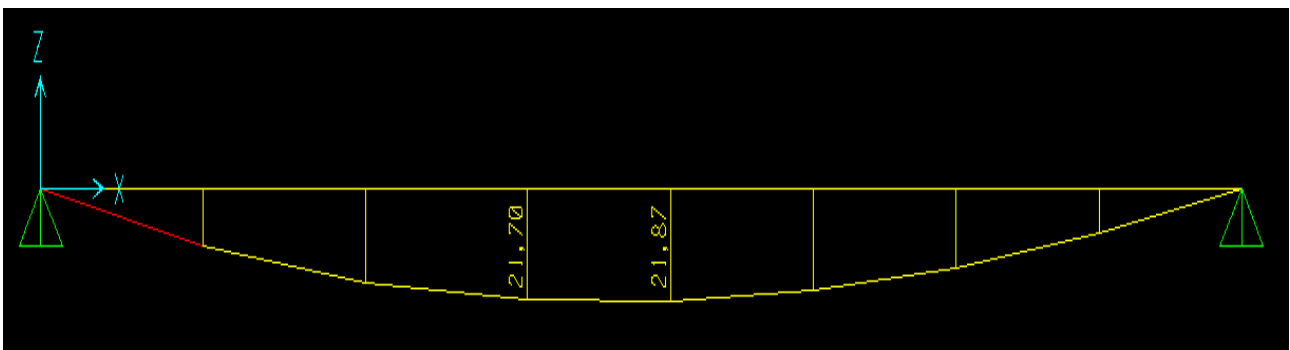
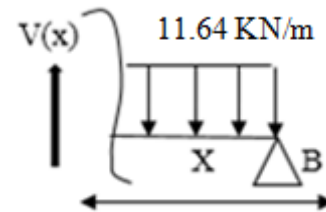


Figure III.22. Diagramme des moments type 2 (ELU)

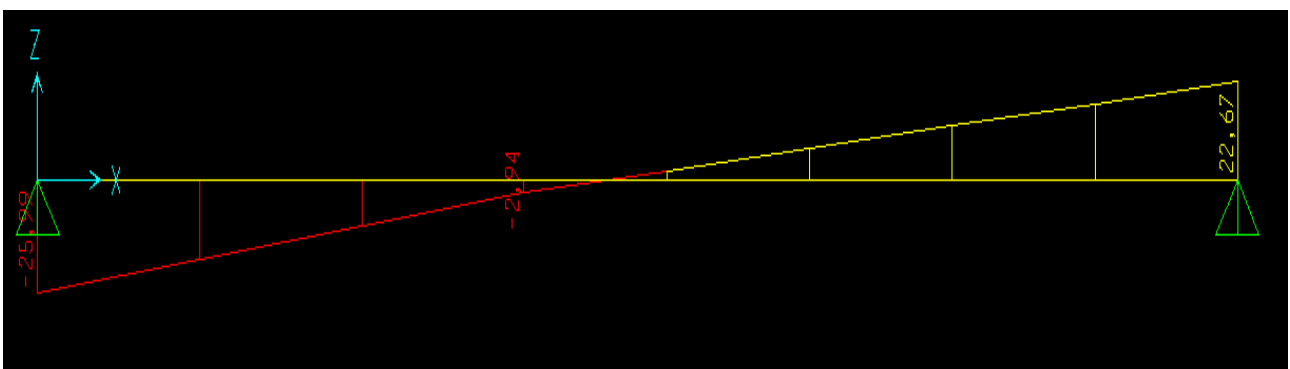
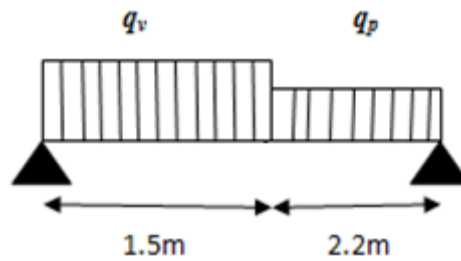


Figure III.23. Diagramme des efforts tranchant type 2 (ELU)

Donc on a : $M_{\max} = 21.81 \text{ KN.m}$ a $x = 1.94 \text{ m}$

$T_{\max} = 22.67 \text{ KN}$ a $x = 2.7 \text{ m}$

➤ ELS :



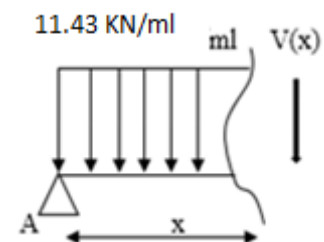
• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 11.11 \times (1.5) - 8.35 \times (2.2) = 0 \\ R_A + R_B = 35.04 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 11.43 \times (1.5) \times (2.95) + 7.36 \times (2.2) \times (1.1) - R_A \times (3.7) = 0 \\ R_A = 18.75 \text{KN} \\ R_B = 16.29 \text{KN} \end{cases}$$

• Les efforts internes :

✓ Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.5$



$$T(x) = R_A - q_v \times x$$

$$\begin{cases} T_y(0) = -18.75 \text{KN} \\ T_y(1.5) = -2.08 \text{KN} \end{cases}$$

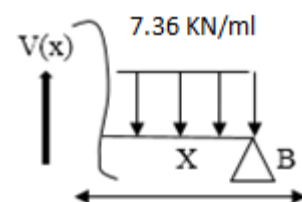
$$M(x) = R_A \times x - q_v \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 15.62 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ Tronçons2 : $0 \leq X \leq 2.2$

$$T(x) = R_B - q_p \times x$$

$$\begin{cases} T_y(0) = 16.29 \text{KN} \\ T_y(2.2) = -2.08 \text{KN} \end{cases}$$



$$M(x) = R_B \times x - q_P \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.2) = 15.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

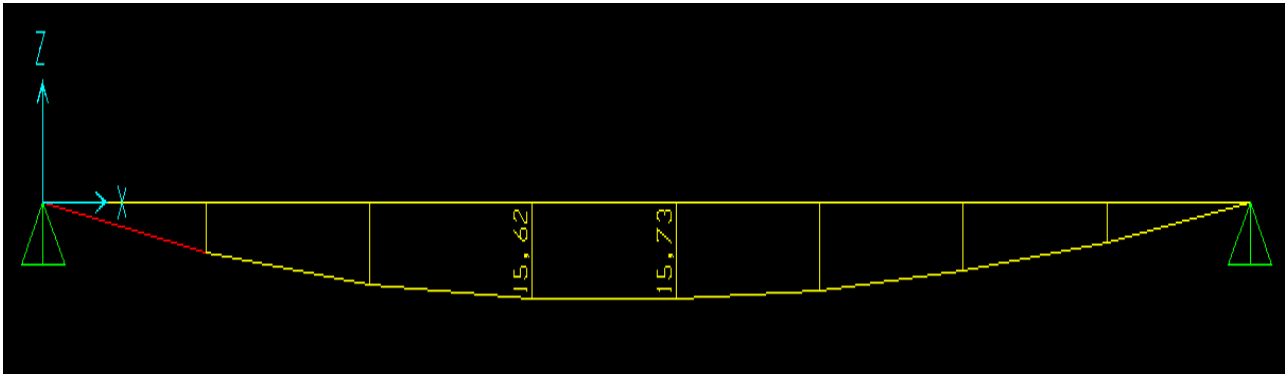


Figure III.24. Diagramme des moments type 2 (ELS)

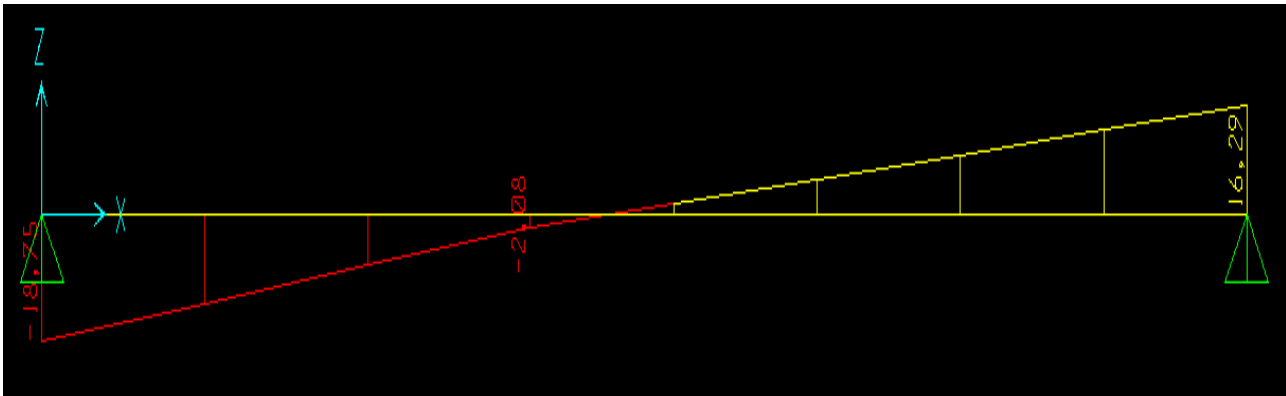


Figure III.25. Diagramme des efforts tranchant type 2 (ELS)

Donc on a : $M_{\max} = 15.73 \text{ KN.m}$ a $x = 1.94 \text{ m}$

$T_{\max} = -18.75 \text{ KN}$ a $x = 0 \text{ m}$

- Calcul des moments

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

L'ELU:

$$\begin{cases} M_t^u = 0.85 \times M_{t \max}^u = 0.85 \times 21.81 = 18.53 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 \times M_{t \max}^u = -0.5 \times 21.81 = -10.90 \text{ KN.m} \\ V = 22.67 \text{ KN} \end{cases}$$

L'ELS:

$$\begin{cases} M_s^t = 0.85M_{s\max}^t = 0.85 \times 15.73 = 13.37 \text{KN.m} \\ M_s^a = -0.5M_{s\max}^t = -0.5 \times 15.73 = -7.86 \text{KN.m} \\ V = 18.75 \text{KN} \end{cases}$$

III.4.2.1.Ferrailage :

❖ En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = \frac{18.53}{1 \times 0.16^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.06$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{18.53 \times 10^{-3}}{0.16(1-0.4 \times 0.06)348} \Rightarrow A_s = 3.24 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 3.24 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 d'une section $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

• Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

❖ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2f_{bu}} = \frac{10.90}{1 \times 0.16^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.035$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{10.90 \times 10^{-3}}{0.16(1-0.4 \times 0.035)348} \Rightarrow A_s = 1.90 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA10 d'une section $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ et avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 2.36/4 = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

III.4.2.2. Verifications à l'ELU

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{22.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

En travée :

Les armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

En appuis :

Les armatures principales : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

III.4.2.3. Verifications ELS

- Vérifications des contraintes de béton

En travée : $M_T^S = 13.37 KN.m$

Tableau III.16. Vérification de la contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calcule	Vérifications
$y = 0,0405 m$	$\sigma_b = 4.155 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 1.2223 \times 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 3.34 MPa$	

En appuis : $M_a^S = 7.86 KN.m$

Tableau III.17. Vérification de la contrainte de béton en appuis

Vérification des contraintes en appuis	
Calcule	Vérifications
$y = 0,0240 m$	$\sigma_b = 2.46 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 0.7202 \times 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 2.21 MPa$	

- Vérifications de l'état limite de déformation

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

- $e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$

- $A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$

* AN :

$e = 18cm \geq \max[(0,0375, 0.042) \times 3.7] = 15.54cm \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 4.52 \leq 8 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- **Commentaire :** Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.2.4.Schéma de ferrailage type 2

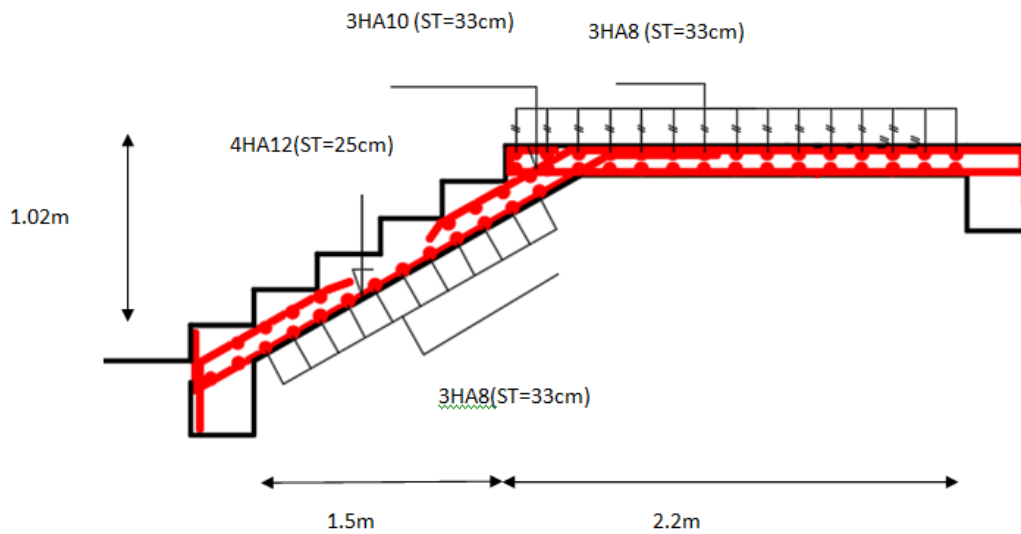


Figure III.26. Schéma de ferrailage d'escalier (type2)

III.5.Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de 3.5 m, la poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.5.1.Pré dimensionnement de la poutre paliere

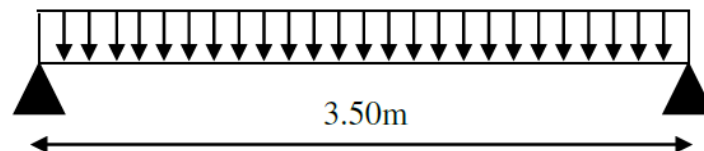


Figure III.27.Schemas statique de poutre paliere

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

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

❖ Vérification des conditions du RPA 99 version 2003[1]

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases}$$

⇒ On adopte une section de (30x35) cm²

III.5.2. Calcul de la poutre palière

Les charges revenant à la poutre :

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$.
 - ✓ Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui ou point B : $\begin{cases} ELU: 41.22 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 29.61 \text{ KN/ml.} \end{cases}$
 - ✓ G_m : poids de mur extérieur : $G_m = 2.85 \times (1.53 - 0.3) = 3.50 \text{ KN/m}$
- Alors : $\begin{cases} q_u = (1.35 \times 2.625 + 3.50) + 41.22 = 48.26 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.625 + 3.50 + 29.61 = 35.73 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

➤ Moments isostatiques:

$$M^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{48.26 \times 3.5^2}{8} = 73.89 \text{ KN.m}$$

$$M^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{35.73 \times 3.5^2}{8} = 54.71 \text{ KN.m}$$

• Calcul des sollicitations :

En travée :

$$M_{tu} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 73.89 = 62.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 54.71 = 46.36 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{au} = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 73.89 = -37.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 54.71 = -27.35 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{48.26 \times 3.5}{2} = 84.45 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Ferrailage à la flexion simple

Tableau III.18. Ferrailage de la poutre palière

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.143	0.193	0.295	6.11	1.15
Appui	0.085	0.111	0.305	3.46	1.15

III.5.4. Verifications à l'ELU

- **Vérification au cisaillement :**

$$\overline{\tau}_u = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{fle} = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_{fle} = \frac{84.45}{0.3 \times 0.32} \times 10^{-3} = 0.87 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul de la poutre palière à la torsion**

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$M_{torsion} = q \frac{L}{2}$$

$$q_a = 10.31 \times \frac{2.2}{2} = 11.34 \text{ KN}$$

$$q_a = 15.80 \times \frac{2.4}{2} = 18.96 \text{ KN}$$

$$M_{torsion} = q_{\max} \frac{L}{2}$$

Dont : $M_{tor} = 33.18 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi ⇒ $e = b/6 = 5 \text{ cm}$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0.0750 \text{ m}^2$$

$$U = 2[(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1.10 \text{ m}$$

- **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{33.18 \times 10^{-3} \times 110 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0750 \times 10^{-4} \times 400} = 7.00 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 6.11 + 3.5 = 9.61 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 10.65 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.46 + 3.5 = 6.96 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33.18 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0750 \times 0.05} = 4.42 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.756 + 19.53} = 4.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 4.50 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ On doit augmenter la section de poutre palière.

Remarque : Redimensionnement de la poutre palière (b=35cm, h=40cm).

- **Calcul des sollicitations**

- ✓ **Flexion**

ELU	ELS
$R_B = 41.22 \text{ KN/ml}$	$R_B = 29.61 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 3.5 \text{ KN/m}$	$g_0 = 3.5 \text{ KN/m}$
$P_u = 49.44 \text{ KN/m}$	$P_s = 36.61 \text{ KN/m}$
$M^t = 64.34 \text{ KN.m}$	$M^t = 47.65 \text{ KN.m}$
$M^a = -37.85 \text{ KN.m}$	$M^a = -28.02 \text{ KN.m}$
$V_U = 86.52 \text{ KN}$	

- **Ferrailage en flexion**

Tableau III.19. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.094	0.123	0.351	5.26	1.61
Appui	0.055	0.070	0.359	3.02	1.61

- Ferrailage en torsion

Tableau III.20. Ferrailage de la poutre palière à la torsion

$M_{tor}(KN.m)$	e (cm)	$\Omega (m^2)$	U (m)	$A_{tor} (cm^2)$
33.18	5.83	0.096673	1.3	6.41

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.26 + 3.20 = 8.46 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3HA12+3HA16= 9.42 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.02 + 3.20 = 6.22 \text{ cm}^2$

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

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33.18 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0966 \times 0.0583} = 2.94 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.422 + 8.643} = 3.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

Commentaire : Pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales : $A_t = A_t^{fle} + A_t^{tor}$

✓ En flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2 \text{ Avec } : S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 15 \times (0.29 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.557 \text{ cm}^2$$

✓ En torsion :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{33.18 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0966 \times 400} = 0.741 \text{ cm}^2$$

donc $\Rightarrow A_t = 1.25 \text{ cm}^2$

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion

	Section d'armature en travée et aux appuis						
	Flexion simple		Torsion	A Total		A adopté	
	Travée	Appuis		Travée	Appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm²)	5.56	3.02	6.41	8.46	6.22	3HA16+ 3HA12= 9.42	6HA12 =6.79
Armature transversale (cm²)	0.525		0.741	1.25		4φ ₈ = 2.01cm ² S _t = 15cm	

III.5.5. Vérifications à ELS :

- **Etat limite de compression de béton :**

Tableau III.22. Vérification de la compression dans la poutre palière

	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	47.65	9.42	0.1438	116660.1	5.71	15	Vérifiée
En appui	28.02	6.79	0.1205	83814.93	3.92	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.40 \geq \max \left[\left(\frac{1}{10 \times 54.71} \right) \times 3.5 \right] = 0.304 m \\ A_t = 10.68 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 35 \times 37}{400} = 13.59 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.5.6.Schéma de ferrailage de la poutre palière

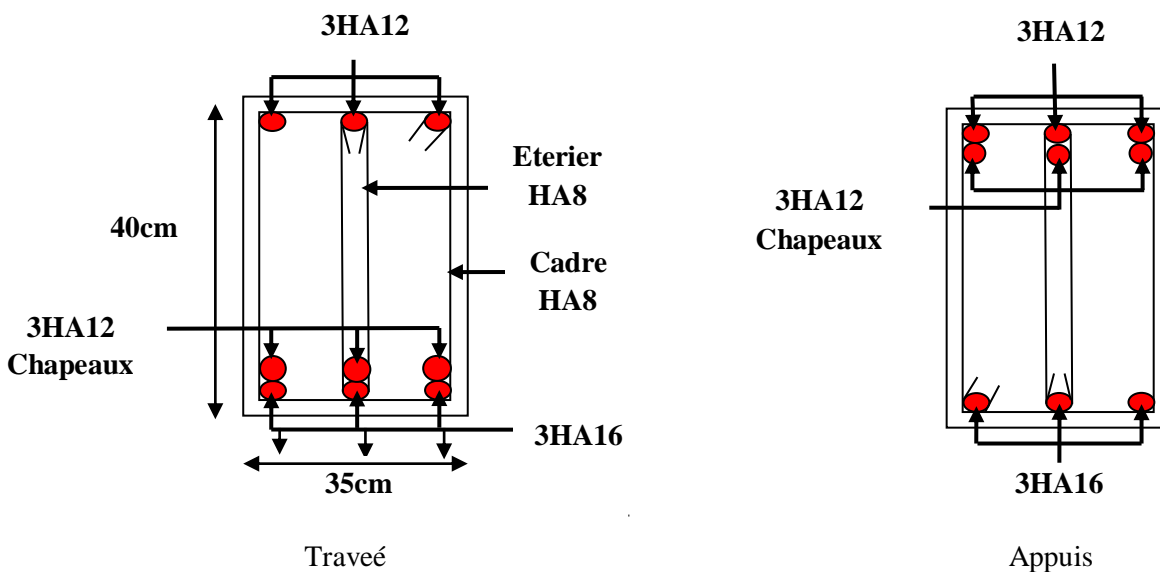


Figure III.28. Schéma de ferrailage de la poutre palière

II.6.Etude la poutre de chaînage

III.6.1.Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) [1]

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont

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

- ✓ $L_{max} = 3.5m$ hauteur minimale $h \geq 23.33 \text{ cm}$.
- ✓ Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

- **Sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

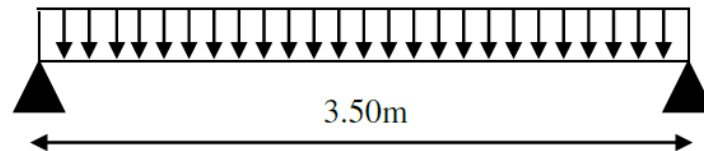


Figure III.29. Schéma statique de la poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $G_{mur} = 2.85 (3.06 - 0.3) = 7.86 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul des moments :**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 13.14 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 20.12 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 22.99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 9.73 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 14.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 17.11 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 12.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -10.06 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -7.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.2. Ferrailage de la poutre de chaînage

Le ferrailage se fait à la flexion simple

Tableau III.23. Ferrailage de la poutre de chaînage

Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	17.11	0.061	0.078	0.27	1.81	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0.81$
Appuis	- 10.06	0.036	0.046	0.27	1.05	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0.81$

III.6.3. Vérifications ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}, FN$$

- Calcul des armatures transversales

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

- Calcul de l'espacement

$$S_t \leq (A_t \times f_e)/(0.4 b) = 80.4 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$

III.6.4. Vérifications ELS

- Vérification de la contrainte dans le béton

Tableau III.24. Vérification de la contrainte dans le béton

	M^s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	14.90	7.44	16975.73	6.53	15
Appuis	- 7.47	7.44	16975.73	3.27	15

- Etat limite de déformation

• Evaluation de la flèche

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

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

$$\frac{30}{350} = 0.086m \geq \frac{12.66}{10 \times 14.90} = 0.084m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{2.36}{25 \times 27} = 3.5 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{30}{350} = 0.085m \geq \frac{1}{16} = 0.062m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Les trois conditions sont vérifiées, calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.5.ferraillage de la poutre chaînage

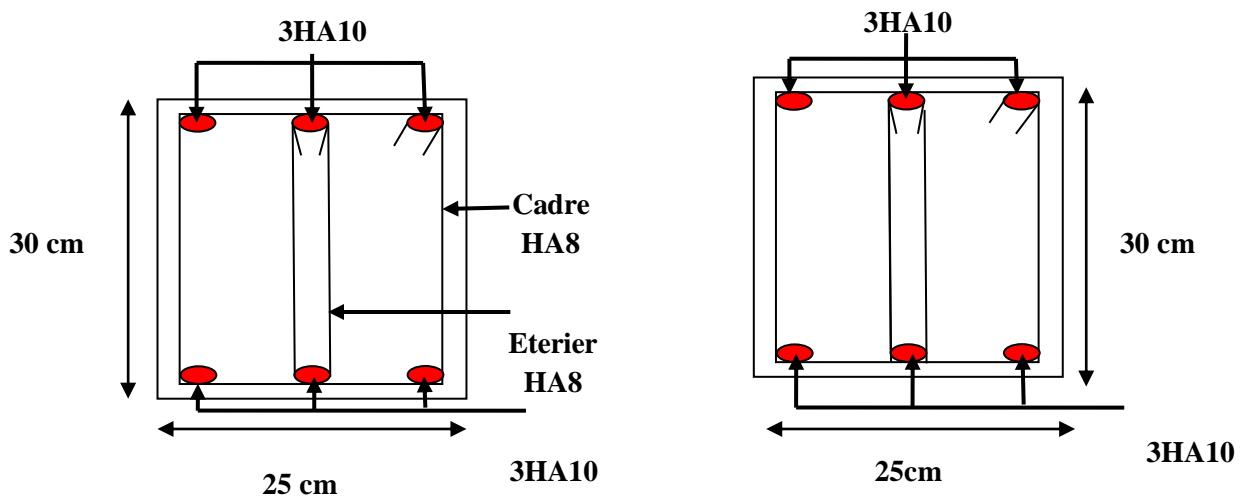


Figure III.30. Schéma de ferraillage de la poutre chaînage

III.7. Etude de l'ascenseur :

• Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

Annexe n°1

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

III.7.1. Etude de la dalle de l'ascenseur :

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

On a $l_x = 2.1m$ et $l_y = 2.40m$ donc une surface $S = 2.1 \times 2.40 = 5.04m^2$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.40}{20} = 0.12m \text{ soit } e = 14cm.$$

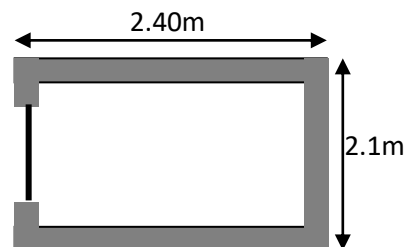


Figure III.31. Cage d'ascenseur

➤ Evaluation des charges et surcharges :

- | | |
|---------------------------------------|--|
| $G_1 = 25 \times 0.14 = 3.36KN / m^2$ | Poids de la dalle en béton armé. |
| $G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6KN / m^2$ | Poids du mortier de pose de 3cm. |
| $G_3 = 0.1KN / m^2$ | Poids de l'isolant thermique. |
| $G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66KN / m^2$ | Poids de la forme de pente méta chape. |

$$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids du revêtement dallage colle.}$$

$$G' = 5.16 \text{KN} / \text{m}^2. \quad \text{Somme de } G_1, G_2, \dots, G_5.$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{2.1 \times 2.40} = 28.77 \text{KN} / \text{m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 33.93 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

III.7.1.1. Cas d'une charge répartie :

- *Calcul des sollicitations :*

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 47.30 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

Annexe I

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.13 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.33 \text{KNm}$$

- **Calcul des moments réels :**

➤ *En travée :*

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.61 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.23 \text{KNm}$$

➤ *En appui :*

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^{int_e} = 0.5 \times M_0^x = 5.06 \text{KNm}$$

$$M_a^{rive} = 0.3 \times M_0^x = 3.04 \text{KNm}$$

On vérifie que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 12.66 = 12.66$$

CBA 93 (Article E.2) [2]

$$M_g = 0.3 \times M_0$$

La condition est vérifiée.

$$M_d = 0.5 \times M_0$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

III.7.1.1.1. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple

- **En travée :**

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 2.09 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0264$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.152 \text{m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.62 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 1.51 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0190$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168 \text{m}.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.06 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

- **En appui :**

- ✓ **Appui intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = 1.23 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 0.0156$$

$$z = 0.168m$$

$$A_a^{inte} = 0.87cm^2 / ml$$

- ✓ **Appui de rive:**

$$\mu_{bu} = 7.40 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.00928$$

$$z = 0.169m$$

$$A_a^{rive} = 0.52cm^2 / ml$$

III.7.1.1.2. Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité:**

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 19cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.87$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.62cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.52cm^2 / ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_i^y > \frac{A_i^x}{4} \Rightarrow 1.52cm^2 > 0.405cm^2$ c'est vérifiée.

On choisit suivant le:

Sens x-x', en travée et en appui: $A_i^x = 4T8 = 2.01cm^2$

Sens y-y', en travée et en appui: $A_t^y = 4T8 = 2.01cm^2$

- **Calcul des espacements :**

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 35cm$

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

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

$\rho = 0.82 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 33.11KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 34.60KN$$

$$\tau_u = \frac{34.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.170} = 0.20MPa < 1.25MPa \quad \text{c'est vérifiée.}$$

III.7.1.1.3. Vérification à l'ELS:

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 33.93 + 1 = 34.93KN / m^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.48KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.41KNm$$

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.36KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.60KNm$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times M_x^{0S} = -3.74 KN.m$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau III.25. Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M_{ser} [kn. m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	7.48	2,01	2.91	6807.02	3.20	15	Vérifiée
	y-y	5.41	2,01	2.91	6807.02	2.31	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-3.74	2,01	2.91	6807.02	1.60	15	Vérifiée

III.7.1.1.4.Schéma de ferrailage :

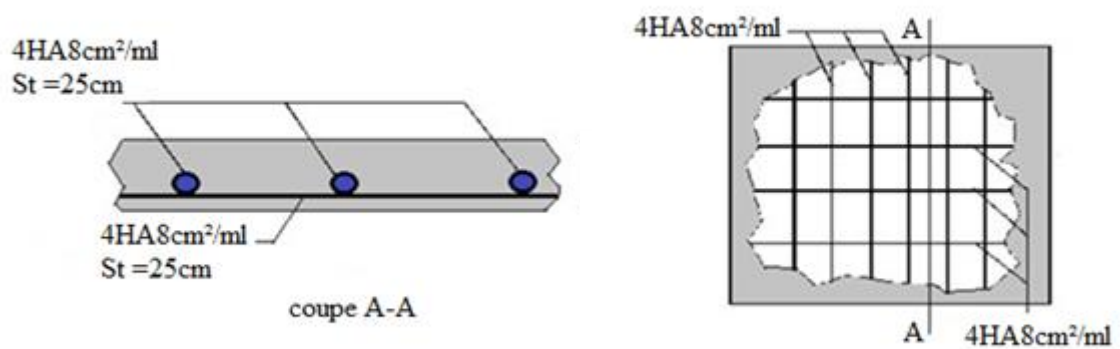


Figure III.32. Ferrailage de la dalle cas charge répartie

III.7.1.2.Cas d'une charge concentrée:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

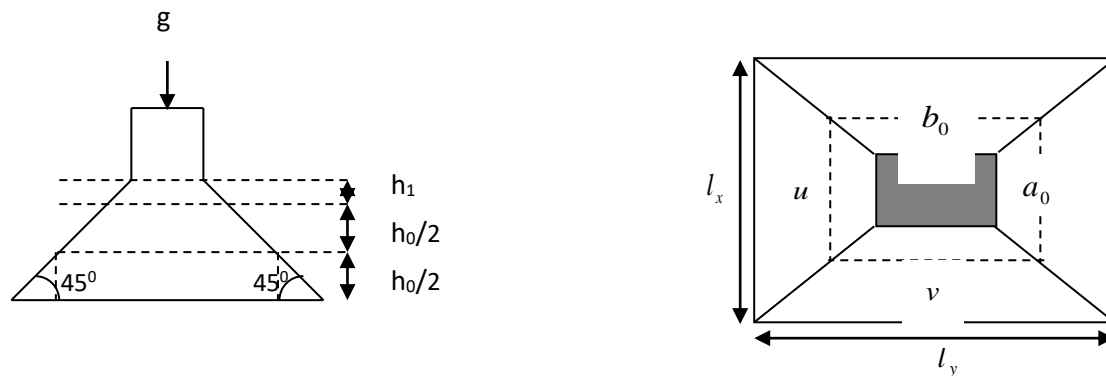


Figure III.33.Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 19 + 2 \times 1 \times 4 = 177cm. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 187cm. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations :

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

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = 0.84$ et $\rho = 0.87$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = 0.78$ et $\rho = 0.87$

En se referant à l'annexe II on trouve $M_1 = 0.058$ et $M_2 = 0.047$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.66 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 4.58 \text{ KNm} \end{cases}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 6.8 + 1.5 \times 1 = 10.68 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.28 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.65 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.91 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.23 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Les moments réels :

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 6.72 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 5.29 \text{ kn.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -3.95 \text{ kn.m}$

III.7.1.2.1. Calcul de ferrailage

Tableau III.26. Ferrailage de la dalle cas charge concentrée

	Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x	6.72	0.0163	0.0205	0.168	1.15
	Selon y	5.29	0.0128	0.0161	0,168	0.90

En appuis	Selon x-y	-3.95	0.0962	0.126	0,161	0.70
------------------	------------------	-------	--------	-------	-------	------

III.7.1.2.2. Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

En travée :

On a des HAf_cE400 ⇒ ρ₀ = 0.0008

Avec h₀ = e = 17 cm, b = 100cm et ρ = 0,87

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,87 \\ e = 17 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.87}{2} \right) \times 100 \times 17$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 17 = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 1.15 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 0.90 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\min} = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_t^y = 0.90 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.287 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_x = 2.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$	$A_y = 2.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$	$A_{x-y} = 2.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

- **Espacement des armatures :**

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

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45)cm \Rightarrow St \leq 45 cm$ adopte : $St = 25cm$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$: Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 97.60 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 7.28 \times 0,17 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 928.2 \text{ KN}$$

$q_u = 97.60 \text{ KN} < 928.2 \text{ KN}$ Pas de risque de poinçonnement

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

On à:

$$V_{max} = Q_u / (2u + v) = 97.60 / 5.41 = 18.04 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,106 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

III.7.1.2.3. Vérification à l'ELS:

- **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$M_1 = 0.058 \text{ KN.m} \text{ Et } M_2 = 0.047 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1s} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 72.3 \times (0.058 + 0.2 \times 0.047) = 4.87 \text{ KN.m} \\ M_{y1s} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 72.3 \times (0.047 + 0.2 \times 0.058) = 4.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$$Q_{ser} = G + Q = 6.16 \frac{\text{kn}}{\text{m}}$$

$$ELS: \rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

- Calcul les moments :

$$\begin{cases} M_{x2S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0486 \times 6.16 \times 2.1^2 = 1.42 \text{KN.m} \\ M_{y2S} = \mu_y \times M_{x2S} = 0.7244 \times 1.42 = 1.03 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

- Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{xS} = M_{x1S} + M_{x2S} = 4.87 + 1.42 = 6.29 \text{KN.m} \\ M_{yS} = M_{y1} + M_{y2S} = 4.23 + 1.03 = 5.26 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Calcul les moments réels :

En travée: $\begin{cases} M_{txS} = 0.85 \times M_{xS} = 0.85 \times 6.29 = 5.35 \text{KN.m} \\ M_{tyS} = 0.85 \times M_{yS} = 0.85 \times 5.26 = 4.47 \text{KN.m} \end{cases}$

En appuis: $M_a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 6.29 = -3.14 \text{KN.m}$

- Vérification des contrainte

Tableau III.27. Vérification de la contrainte dans le béton

	sens	M_{ser} [kn.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	6.30	2.01	2.91	6267.89	2.92	15	Vérifiée
	y-y	5.44	2.01	2.91	6267.89	2.52	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-3.70	2.01	2.91	6267.89	1.72	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.17}{2.1} = 0.080 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.17}{2.4} = 0.071 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{cases} \begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.17}{2.1} = 0.080 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0.042 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.17}{2.4} = 0.071 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0.042 \end{cases}$$

Condition vérifiée

$$\diamond \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 17} = 1.18 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

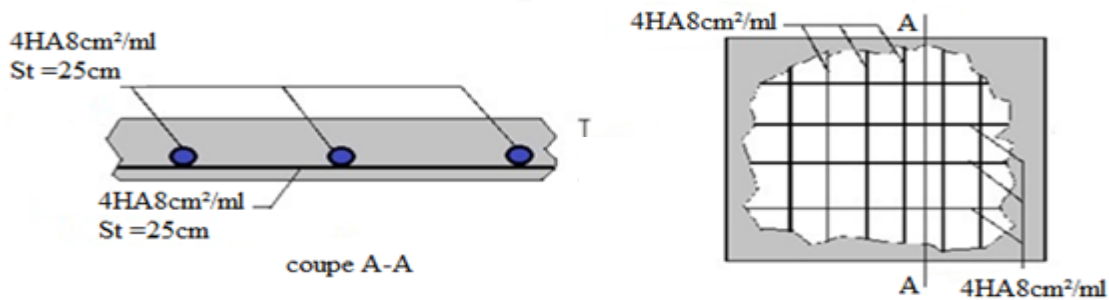
III.7.1.2.4. Schéma de ferrailage :

Figure III.34. Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée

III.8. CONCLUSION

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

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

Notre structure présente deux types d'escalier . Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.

Ainsi, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

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

Notre projet comprend trois types de dalle pleine, elle ont été étudié et ferrillé avec les sollicitations

Chapitre IV

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/ version 2003**[1], tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou (14m) de hauteur en zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à (**l'article 3.4.A.1.a du RPA99/ version 2003**) [1], la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.2. Méthodes de calcul

Le règlement parasismique algérien (**RPA99**) [1] propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.2.1.La méthode statique équivalente

➤ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Condition d'application de la méthode

D'après le **RPA 99 (Art 4.1.2)**[1], les conditions d'applications de la méthode statique sont :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

➤ Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})[1]$$

Avec :

✓ **A** : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **RPA99 (Tableau 4.1)[1]**

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)[1]**

Dans le cas de notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec (RPA99 Art 4.2.3)[1]} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le **RPA99. Tableau 4.7 [1]**

$$\text{Dans notre cas le sol est ferme (Site S}_2\text{)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ (RPA99 Art 4.2.3)[1]}$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. **(RPA99. tableau 4.2)[1]**

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne: $\xi = 8.5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,82$$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T * (h_N)^{3/4} \\ T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}} \end{cases} \quad \text{(RPA99 art 4.2.4)[1]}$$

Avec :

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

$h_N = 30.6$ m

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{ (tableau 4.6 du RPA 99/2003) [1]}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

$$\text{considérée.} \begin{cases} L_x = 26.32 \text{ m} \\ L_y = 17.7 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.54 \text{ sec} \\ T_y = 0.65 \text{ sec} \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.54; 0.65) = 0.702s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.65; 0.65) = 0.845s \end{cases}$$

• Calcul de D

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0.4 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 * 0.82 * (0.4 / 0.702)^{\frac{2}{3}} = 1.408$$

$$D_y = 2.5 * 0.82 * (0.4 / 0.845)^{\frac{2}{3}} = 1.245$$

✓ Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)[1]}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq sens X

Critère Q _x	Valeurs de Pq	
	Observé	non observé
1) Condition minimale des files porteuses	Oui	0.00
2) Redondance en plan	Oui	0.00
3) Régularité en plan	non	0.05
4) Régularité en élévation	Oui	0.00
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0.00

Tableau IV.2. Valeurs des pénalités Pq sens Y

Critère Q _y	Valeurs de Pq	
	Observé	non observé
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05
3) Régularité en plan	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Oui	0.00
5) Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0.00
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0.00

$$Q_x = 1.05$$

$$Q_y = 1.15$$

- ✓ **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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)[1]}$$

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.

Concernant notre projet on a des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 43706.293 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.408 \times 1.05}{5} \times 43706.293 = 1938.461 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.245 \times 1.15}{5} \times 43706.293 = 1877.294 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthodes d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Les hypothèses :**

-les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).

-seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

-le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

- **Analyse spectrale**

Spectre de réponse : La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

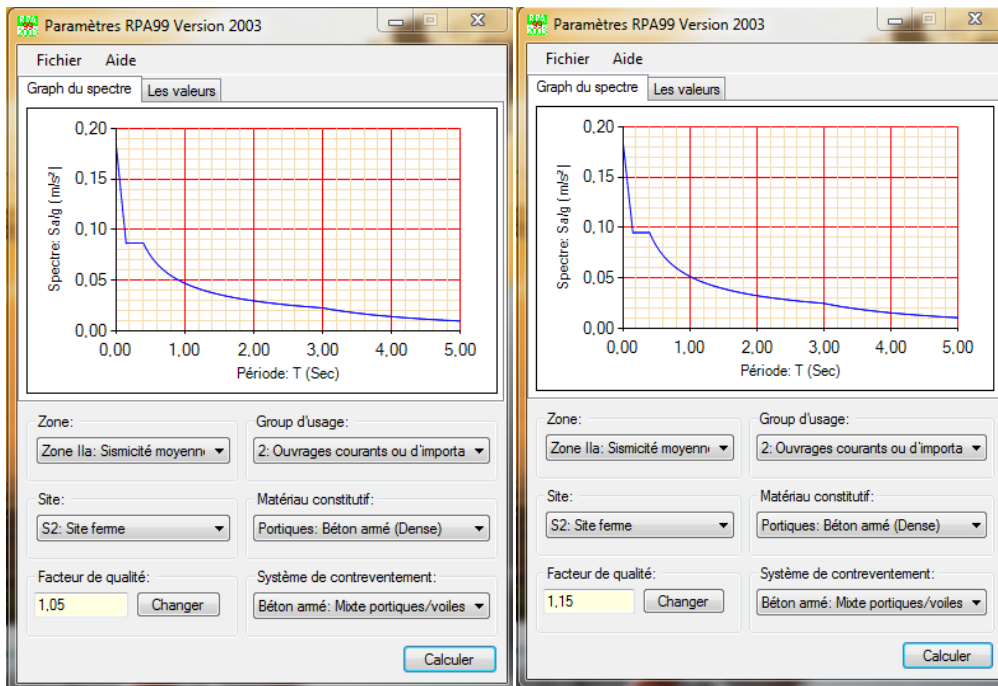


Figure IV.1. Spectre de réponse Sens X ET Y

IV.2.3. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations. La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon **RPA99/2003 (article 3.4)** [1] on doit introduire des voiles Après plusieurs essais on a opté à cette disposition :

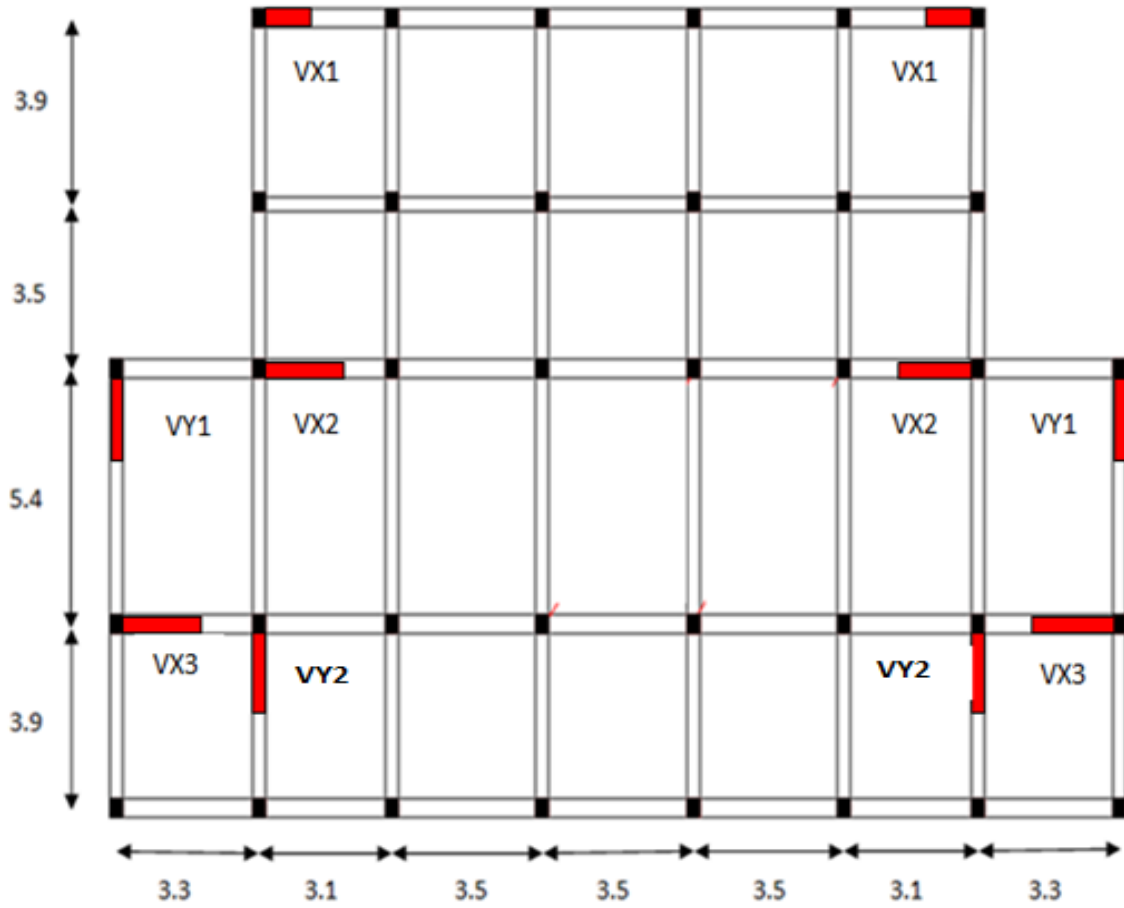


Figure IV.2.Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

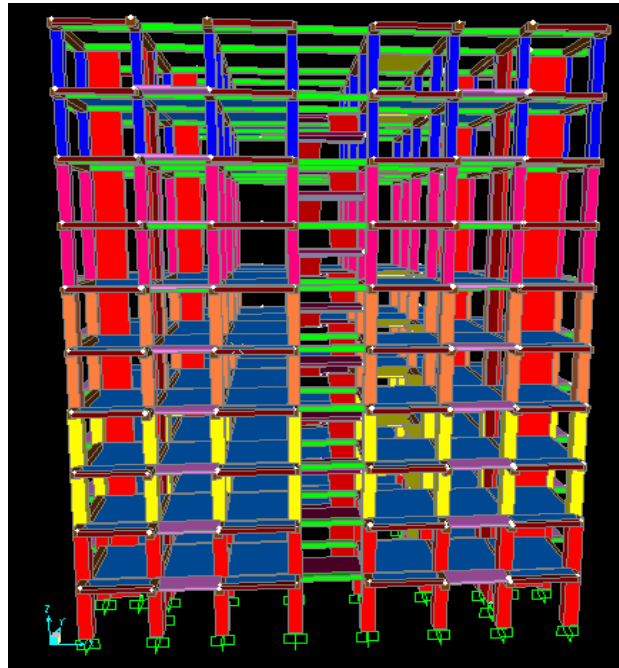


Figure IV.3.Vue en plan

➤ Analyse du comportement de la structure

✓ **Model 1 :**

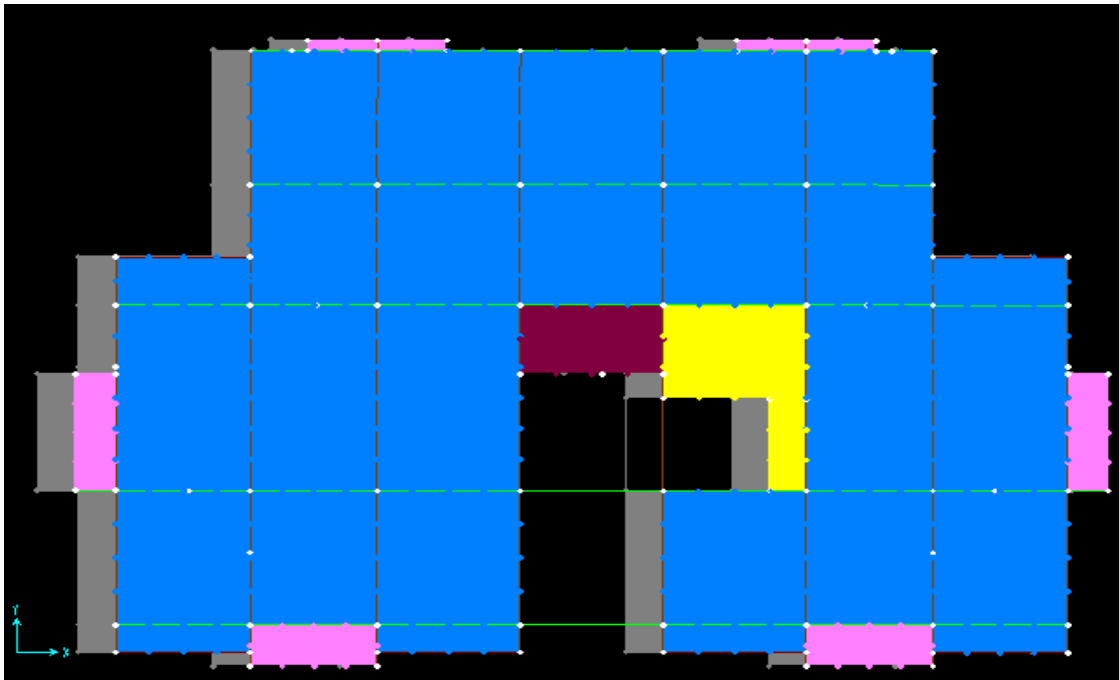


Figure IV.4. Premier mode de déformation (translation suivant X) (T=0.83sec)

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant (X) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

✓ **Mode 2 :**

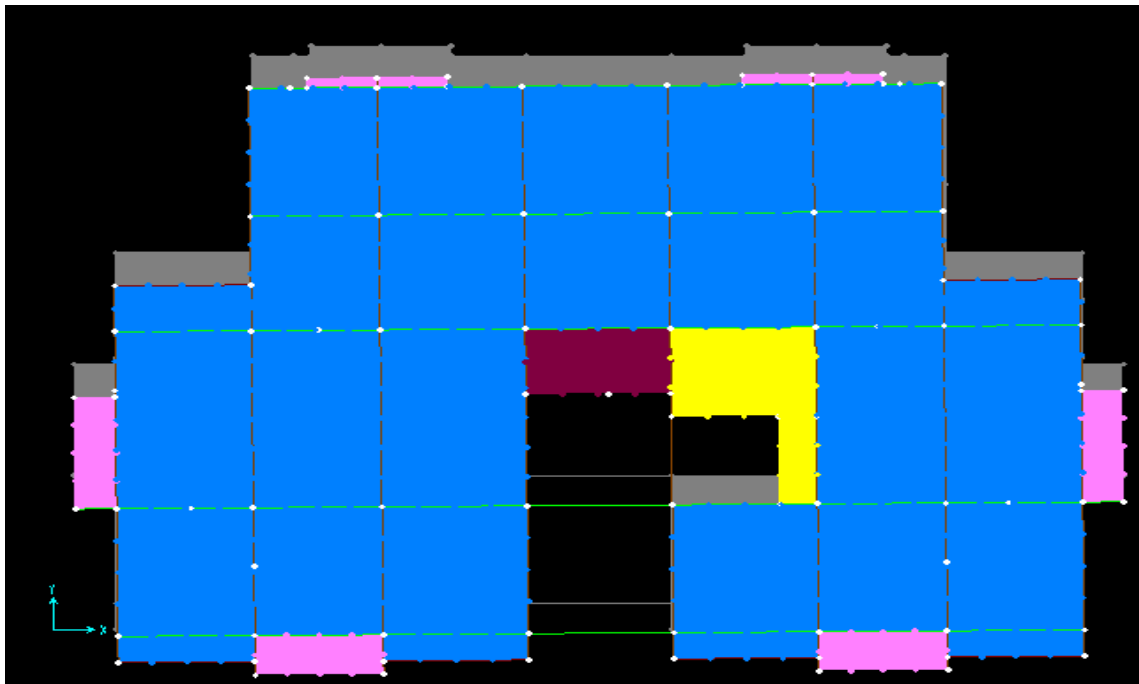


Figure IV.5. Deuxième mode de déformation (translation suivant Y) (T=0.78sec)

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (Y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

✓ **Mode3 :**

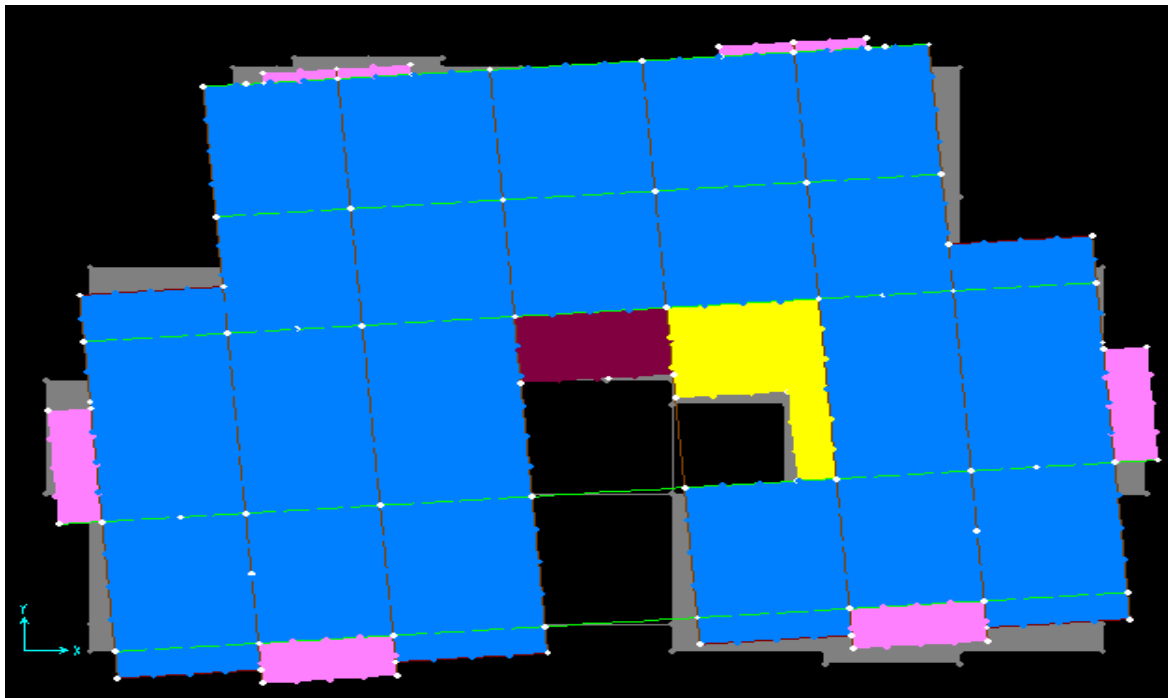


Figure IV.6.Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T= 0.74 sec)

IV.3.2.1.Période de vibration et taux de participation des masses modales:

Tableau IV.3. Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,831359	0,831359	0,00008112	6,725E-08	0,73179	0,00008112	6,725E-08
2	0,78187	0,78187	0,73093	0,00001461	0,74499	0,73102	0,00001468
3	0,746949	0,746949	0,00527	1,002E-07	0,74548	0,73628	0,00001478
4	0,264222	0,264222	0,00002275	2,654E-07	0,85761	0,7363	0,00001505
5	0,250824	0,250824	0,12028	0,000003015	0,85785	0,85658	0,00001806
6	0,236372	0,236372	0,0004	6,239E-08	0,85785	0,85698	0,00001812
7	0,137799	0,137799	0,000007617	6,349E-08	0,90499	0,85699	0,00001819
8	0,132554	0,132554	0,05113	0,00002568	0,90499	0,90812	0,00004387

Remarque :

Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 7^{ème} mode (sens x) et 8^{ème} mode (sens y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**. [1]

IV.3.2.2. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)** [1], la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

	V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1938.461	1819,296	0,9385	Vérifie
Sens y-y	1877.294	2080,854	1,1084	Vérifie

- **Sous charges verticales**

Pourcentage des charges vertical est reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% .$$

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges verticale.

	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
RDC	42704,33	4788,287	89,91783	10,08217
1^{er} étage	36493,84	5815,853	86,25409	13,74591
2^{ème} étage	31653,9	5427,324	85,36369	14,63631
3^{ème} étage	27227,48	4837,543	84,91333	15,08667
4^{ème} étage	22667,75	4333,523	83,95067	16,04933

5^{ème} étage	18475,38	3684,354	83,37365	16,62635
6^{ème} étage	14202,51	3084,105	82,159	17,841
7^{ème} étage	10269,24	2338,751	81,45025	18,54975
8^{ème} étage	6343,224	1583,883	80,01941	19,98059
9^{ème} étage	2730,64	2730,64	50	50

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux comme suit :

Etages	Poteaux (cm²)
RDC, 1^{er} étage	65*70
2^{ème} et 3^{ème} étage	60*65
4^{ème} et 5^{ème} étage	55*60
6^{ème} et 7^{ème} étage	50*55
8^{ème} et 9^{ème} étage	45*50

- **Sous charges horizontales**

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.6.Vérification de l'interaction sous charges horizontale

	Sens x-x				Sens y-y			
	portique	Voiles	P(%)	V(%)	portique	Voiles	P(%)	V(%)
RDC	1245,081	414,616	75,01857	24,98143	1586,993	458,696	77,57743	22,42257
1^{er} étage	947,946	646,666	59,44681	40,55319	1263,188	651,704	65,96654	34,03346
2^{ème} étage	920,839	569,668	61,78025	38,21975	1246,895	540,613	69,75605	30,24395
3^{ème} étage	933,073	456,341	67,15587	32,84413	1256,022	398,747	75,90316	24,09684
4^{ème} étage	819,395	429,296	65,62032	34,37968	1103,257	390,529	73,85643	26,14357
5^{ème} étage	798,322	321,332	71,30078	28,69922	1049,174	275,185	79,22127	20,77873
6^{ème} étage	635,86	310,489	67,19086	32,80914	831,268	290,745	74,0872	25,9128
7^{ème} étage	579,439	199,444	74,39359	25,60641	732,001	175,102	80,69657	19,30343
8^{ème} étage	396,169	151,014	72,40155	27,59845	495,991	141,396	77,8163	22,1837
9^{ème} étage	327,656	327,656	50	50	398,397	398,397	50	50

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.3.2.3.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 (article 7.4.3.1) [1]** exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de poteau.

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le **RPA**.

Le tableau ci-dessous présente la vérification de l'effort normale réduit dans le poteau le plus sollicité.

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	v	Condition
RDC et E1	2109.776	65*70	0.19	vérifier
E2 et E3	1565.915	60*65	0.16	vérifier
E4 et E5	1105.82	55*60	0.13	vérifier
E6 et E7	672.733	50*55	0.098	vérifier
E8 et E9	308.374	45*50	0.056	Vérifier

IV.3.2.4. Justification vis-à-vis de déplacement

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3) [1]}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

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 exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d.:

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \cdot \text{RPA (article 5.10) [1]} \quad h_e : \text{Étant la hauteur de l'étage.}$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements dans le sens X et Y.

Niveau	Sens X – X						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k/hk (%)	
RDC	0	0	0	0	3.06	0	Vérifiée
1	0,001929	0,009645	0	0,0096	3,06	0,0032	Vérifiée
2	0,003526	0,01763	0,009645	0,0080	3,06	0,0026	Vérifiée
3	0,005208	0,02604	0,01763	0,0084	3,06	0,0027	Vérifiée

4	0,006877	0,034385	0,02604	0,0083	3,06	0,0027	Vérifiée
5	0,00843	0,04215	0,034385	0,0078	3,06	0,0025	Vérifiée
6	0,009839	0,049195	0,04215	0,0070	3,06	0,0023	Vérifiée
7	0,011059	0,055295	0,049195	0,0061	3,06	0,0020	Vérifiée
8	0,012091	0,060455	0,055295	0,0052	3,06	0,0017	Vérifiée
9	0,012959	0,064795	0,060455	0,0043	3,06	0,0014	Vérifiée
Niveau	Sens Y – Y						
	δek(m)	δk (m)	δk-1 (m)	Δk (m)	hk (m)	Δk/hk (%)	Observation
RDC	0	0	0	0	3.06	0	Vérifiée
1	0,00203	0,01015	0	0,0102	3,06	0,0033	Vérifiée
2	0,003596	0,01798	0,01015	0,0078	3,06	0,0026	Vérifiée
3	0,005445	0,027225	0,01798	0,009245	3,06	0,0030	Vérifiée
4	0,007171	0,035855	0,027225	0,0086	3,06	0,0028	Vérifiée
5	0,008762	0,04381	0,035855	0,0080	3,06	0,0026	Vérifiée
6	0,010193	0,050965	0,04381	0,0072	3,06	0,0023	Vérifiée
7	0,011396	0,05698	0,050965	0,0060	3,06	0,0020	Vérifiée
8	0,012382	0,06191	0,05698	0,00493	3,06	0,0016	Vérifiée
9	0,01321	0,06605	0,06191	0,0041	3,06	0,0014	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9) [1]}$$

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 au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, 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 $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X – X					
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
1	0,0096	42993,72	1659,697	3.06	0.0081	Vérifiée
2	0,0080	38348,21	1594,612	3.06	0.062	Vérifiée
3	0,0084	33618,62	1490,507	3.06	0.061	Vérifiée
4	0,0083	29099,07	1389,414	3.06	0.056	Vérifiée
5	0,0078	24529,76	1248,691	3.06	0.050	Vérifiée
6	0,0070	20184,2	1119,654	3.06	0.041	Vérifiée
7	0,0061	15805,44	946,349	3.06	0.033	Vérifiée
8	0,0052	11622,7	778,883	3.06	0.025	Vérifiée
9	0,0043	7436,145	547,183	3.06	0.019	Vérifiée
Niveau	Sens Y – Y					
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
1	0,0102	42993,72	2045,689	3.06	0.07	Vérifiée
2	0,0078	38348,21	1914,892	3.06	0.051	Vérifiée
3	0,009245	33618,62	1787,508	3.06	0.056	Vérifiée
4	0,0086	29099,07	1654,769	3.06	0.049	Vérifiée
5	0,0080	24529,76	1493,786	3.06	0.042	Vérifiée
6	0,0072	20184,2	1324,359	3.06	0.035	Vérifiée
7	0,0060	15805,44	1122,013	3.06	0.027	Vérifiée

8	0,00493	11622,7	907,103	3.06	0.020	Vérifiée
9	0,0041	7436,145	637,387	3.06	0.015	Vérifiée

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.4.Conclusion

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003[1]**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

V.1.Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2.Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003) [1]**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q ±E.....(3)
- ✓ 0.8 G ±E.....(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1.Recommandations du RPA99/2003 :

- **Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1) [1].**
 - ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
 - ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
 - ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
 - ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **IIa**.
 - ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone **(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)**. [1]

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

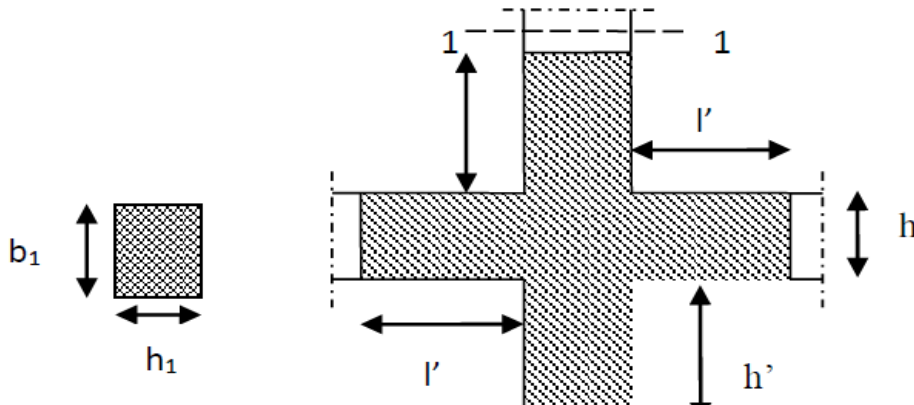


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99/V2003** [1], sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures minimales et maximales dans les poteaux carrés

Niveau	section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax(cm ²) Zone courante	Amax(cm ²) zone de recouvrement
RDC et étage 1	65*70	36.4	182	273
Étage 2 et 3	60*65	31.2	156	234
Étage 4 et 5	55*60	26.4	132	198
Étage 6 et 7	50*55	22	110	165
Étage 8 et 9	45*50	18	90	135

- Armatures transversales : RPA (Article 7.4.2.2) [1].

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone **IIa**.
- **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\phi_l$. En zone **IIa**.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armature transversale minimale :**

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation}$$

considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau V.2. Les sollicitations revenant aux poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et Étage 1	-2221.039	-77.467	-207.913	-1932.723	202.124	46.612
Étage 2 et 3	-1766.973	-7.647	-130.792	-1141.853	-57.267	-1.167
Étage 4 et 5	-1281.623	-7.813	-116.216	-739.046	-103.202	5,286
Étage 6 et 7	-824.653	-38.017	-89.041	-382.584	-18.704	36.83
Étage 8 et 9	-403.46	-32.884	62.093	-123.512	39.906	0.941

V.2.3. Calcul de ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité RDC, avec les sollicitations suivantes :

$N_{max} = 2221.039 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 77.467 \text{ KN.m (ELU)}$

$d = 67\text{m}; d' = 0.03\text{m}.$

$e_G = M/N = 0.0035\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = (77.467 + 2221.039) \times (0.67 - 0.70/2) = 735.52 \text{ KN.m}.$

$(0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.70 \times 14.2 = 1.367 > [2221.039 \times (0.67 - 0.03) - 735.52] \times 10^{-3} = 0.633$

$\Rightarrow (I)$ est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{788.2 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.190$$

$$\mu_{bu} = 0.190 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.265 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 9.7 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.598 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{788.2 \times 10^{-3}}{0.598 \times 348} = 37.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 37.87 \times 10^{-4} - \frac{2221.039 \times 10^{-3}}{348} = -25.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V.3.Ferraillage des poteaux

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RP} A (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
RDC et 1	65*70	0	0	36.4	37.7	12HA20
Étage 2 et 3	60*65	0	0	31.2	31.29	8HA20+4HA14
Étage 4 et 5	55*60	0	0	26.4	28.65	4HA20+8HA16
Étage 6 et 7	50*55	0	0	22	24.13	12HA16
Étage 8 et 9	45*50	0	0	18	18.47	12HA14

➤ **Armatures transversales**

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau de l'étage RDC+1 (65×70):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2.66}{0,6} = 2.86 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où : A_t = \frac{3,75 \times 149.543 \times 10^{-3} \times 15}{70 \times 400} \times 10^4 = 3 \text{ cm}^2$$

➤ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \varphi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

➤ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

➤ **La quantité d'armature minimale**

On a $3 < \lambda g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(10 \times 65) = 3.25 \text{ cm}^2$
- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\%(t' \times b) = 0,5\%(15 \times 65) = 4.875 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **10HA8=5.03 cm²**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V.4. Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Sections (cm ²)	$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	Vd (KN)	lr (cm)	t zone nodale	t zone courante	λg	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
65×70	2	149.543	80	10	15	3.29	3	4.875	5.03	10HA8
60×65	1.4	144.662	80	10	15	3.57	3.12	4.5	5.03	10HA8
55×60	1.6	133.201	80	10	15	3.89	3.12	4.125	5.03	10HA8
50×55	1.6	105.894	64	10	15	4.28	2.70	3.75	4.02	8HA8
45×50	1.4	74.414	56	10	15	4.28	2.09	3.375	4.02	8HA8

V.2.4. Vérifications

➤ **Vérification au flambement**

Selon le **CBA93 (art 4.4.1)** [2], les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau de RDC+1 (65×70):

$$l_0 = 2.66m \text{ et } N_{\max} = 2221.039KN.$$

$$N_{\max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$ Coefficients de sécurité béton, acier.

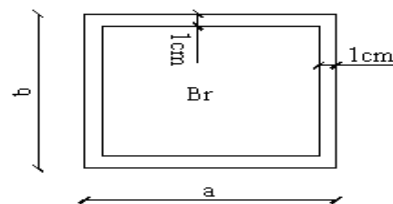


Figure V.2. Section réduite du béton

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 1.862m$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,7^2}{12}} \Rightarrow i = 0,20m \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

λ élanement du poteau prise : $\lambda = 3,46 \times l_f / b \dots \dots \dots$ poteau rectangulaire

$\lambda = 4 \times l_f / \phi \dots \dots \dots$ poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{1.862}{0,65} = 9.91 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{9.91}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,836.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (65 - 2) \times (70 - 2) = 4284cm^2 = 0,4284m^2$$

$$N_d = 0,836 \times \left[\frac{0,4284 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 37,7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 7691.53KN$$

$N_{\max} = 2221.039KN < N_d \rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.5. Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	obs
RDC+1 étages	65×70	3.06	1.862	9.91	0,836	37.7	0.4284	7691.53	2221.039	vérifiée
2,3ème étages	60×65	3.06	1.862	10.73	0,823	31.29	0,3654	6511.80	1766.973	vérifiée
4,5ème étages	55×60	3.06	1.862	11.71	0,829	28.65	0,3074	5518.51	1281.623	vérifiée
6,7ème étages	50×55	3.06	1.862	12.88	0,824	24.13	0,2544	4551.134	824.653	vérifiée
8,9ème étages	45×50	3.06	1.862	14.31	0,817	18.47	0,2046	3602.66	403.46	vérifiée

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement

➤ **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.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \text{ tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

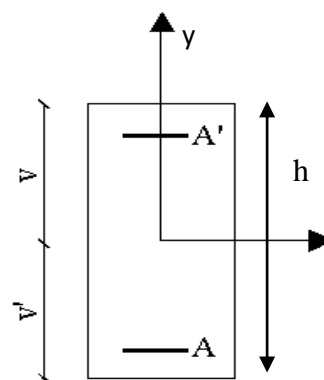


Figure V.3. Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	RDC+ 1 ^{er} étages	2,3 ^{ème} étages	4,5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étages	8,9 ^{ème} étages
Section (cm ²)	65 × 70	60 × 65	55 × 60	50 × 55	45 × 50
d (cm)	64	59	54	49	44
A' (cm ²)	37.7	31.29	28.65	24.13	18.47
A (cm ²)	37.7	31.29	28.65	24.13	18,47
S (m ²)	0,5681	0,48387	0,41595	0,34739	0,28041
V (cm)	34.70	32,20	29,69	27.19	24.70
V' (cm)	35.30	32.80	30.31	27.81	25.30
I _{yy'} (m ⁴)	0,0382	0,0278	0,0203	0,0141	0,00930
N _{ser} (KN)	-1618.737	-1287.571	-934.165	-600.745	-294.231
M _{ser} (KN.m)	56.556	34.165	32.385	29.293	38.96
M _{serG} (MN.m)	0,0542	0,0420	0,0321	0,0215	0,0127
σ _{bc1} (MPa)	3.34	3.14	2.39	2.14	1.37
σ _{bc2} (MPa)	2.34	2.16	1.76	1.3	0.7
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentes**

Selon le RPA99.2003 (Article 7.4.3.2) [1] :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC+1 étages	65×70	1.862	2.86	0,04	65	149.543	0,353	1	vérifiée
2,3 ^{ème} étages	60×65	1.862	3.10	0,04	60	144.662	0,401	1	vérifiée
4,5 ^{ème} étages	55×60	1.862	3.38	0,04	55	133.201	0,440	1	vérifiée
6,7 ^{ème} étages	50×55	1.862	3.72	0,04	50	105.894	0,423	1	vérifiée
8,9 ^{ème} étages	45×50	1.862	4.13	0,04	45	74.414	0,367	1	vérifiée

V.2.5. Dispositions constructives

➤ **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \varphi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \varphi :$$

$$\varphi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte :} \quad L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\varphi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte :} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\varphi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte :} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

➤ **Détermination de la zone de recouvrement**

La détermination de la zone de recouvrement 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 RPA99/2003) [1].

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

•RDC + les étages :

$$L' = 2 \times 30.6 = 61.2\text{cm}$$

$$h' = \max(51 ; 70 ; 65 ; 60\text{cm}) = 70\text{cm}.$$

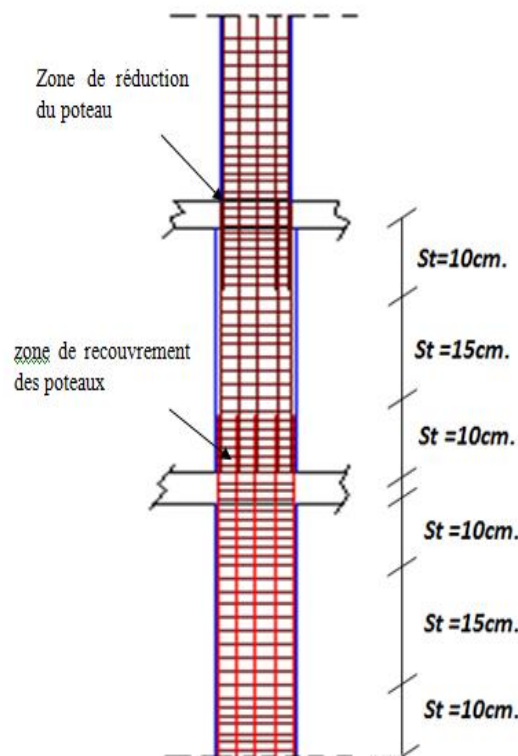
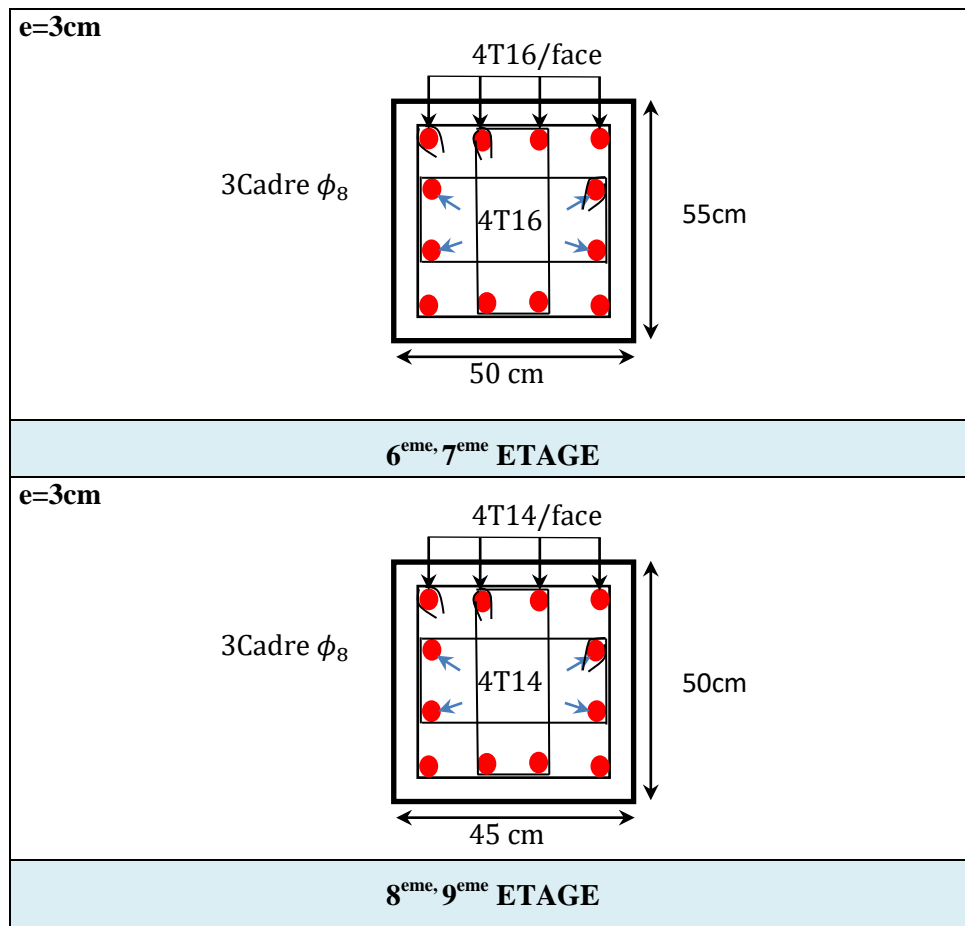


Figure V.4. Ferrailage des sections des poteaux

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8. Ferrailage des sections des poteaux

Schéma de ferrailage des poteaux	
e=3cm	<p>4T20/face</p> <p>3Cadre ϕ_8</p> <p>4T20</p> <p>70 cm</p> <p>65 cm</p>
RDC+1 ^{ère} ETAGE	
e=3cm	<p>4T20/face</p> <p>3Cadre ϕ_8</p> <p>4T14</p> <p>65cm</p> <p>60 cm</p>
2 ^{ème} , 3 ^{ème} ETAGE	
e=3cm	<p>2T20/face</p> <p>3Cadre ϕ_8</p> <p>8T16</p> <p>60cm</p> <p>55 cm</p>
4 ^{ème} , 5 ^{ème} ETAGE	



V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

V.3.1.Recommandations

➤ **Armatures longitudinales: RPA99/2003(Art 7.5.2.1) [1].**

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6 % de la section du béton en zone de recouvrement.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- ✓ Les poutres supportent 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.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2) [1].**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

➤ **Remarque**

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. 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.

V.3.2. Sollicitations et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage, la poutre principale (35×40) la plus sollicitée du plancher étage 1 avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Mt} = 50.99 \text{KN.m} \\ \mathbf{Ma} = 77.90 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures en appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77.90 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.114$$

$$\mu_{bu} = 0.114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.152$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.347 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{77.90 \times 10^{-3}}{0.347 \times 400} = 5.61 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50.99 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.075$$

$$\mu_{bu} = 0.075 < \mu_t = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.097$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.356m$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{50.99 \times 10^{-3}}{0.356 \times 400} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.9.Ferrailage des poutres principales (35×40) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages 1	Travée	50.99	3.58	7	4.62	3HA14
	Appui	-77.90	5.61	7	6.03	3HA16
Etages 2	Travée	70.49	5.04	7	6.03	3HA16
	Appui	-100.09	7.35	7	8.01	3HA14+3HA12
Etages 3	Travée	74.42	5.34	7	6.03	3HA16
	Appui	-104.82	7.45	7	8.01	3HA14+3HA12
Etages 4	Travée	70.29	5.03	7	6.03	3HA16
	Appui	-103.65	7.64	7	8.01	3HA14+3HA12
Etages 5	Travée	62.98	4.47	7	4.62	3HA14
	Appui	-90.24	6.57	7	8.01	3HA14+3HA12
Etages 6	Travée	53.37	3.76	7	4.62	3HA14
	Appui	-79.39	5.71	7	6.03	3HA16
Etages 7	Travée	41.28	2.88	7	3.39	3HA12
	Appui	-75.42	5.41	7	6.06	3HA16
Etages 8	Travée	39.71	2.81	7	3.39	3HA12
	Appui	-71.26	5.10	7	5.75	3HA14+1HA12
Etages 9	Travée	38.38	2.67	7	3.39	3HA12
	Appui	-67.24	4.80	7	5.75	3HA14+1HA12
Etages 10	Travée	29.13	2.01	7	3.39	3HA12
	Appui	-57.44	4.06	7	4.62	3HA14

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages 1	Travée	44.76	4.51	4.5	4.62	3HA14
	Appui	-45.14	4.55	4.5	4.62	3HA14
Etages 2	Travée	62.04	6.48	4.5	6.79	6HA12
	Appui	-61.42	6.39	4.5	6.79	6HA12
Etages 3	Travée	67.54	7.15	4.5	8.01	3HA14+3HA12
	Appui	-64.99	6.58	4.5	6.79	6HA12
Etages 4	Travée	64.86	6.81	4.5	8.01	3HA14+3HA12
	Appui	-62.10	6.49	4.5	6.79	6HA12
Etages 5	Travée	59.41	6.16	4.5	6.79	6HA12
	Appui	-59.44	6.16	4.5	6.79	6HA12
Etages 6	Travée	53.15	5.44	4.5	6.03	3HA16
	Appui	-53.89	5.52	4.5	6.03	3HA16
Etages 7	Travée	46.35	4.67	4.5	6.03	3HA16
	Appui	-48.20	5.26	4.5	6.03	3HA16
Etages 8	Travée	38.71	3.84	4.5	4.62	3HA14
	Appui	-41.33	4.13	4.5	4.62	3HA14
Etages 9	Travée	32.94	3.24	4.5	3.39	3HA12
	Appui	-36.13	3.57	4.5	4.62	3HA14
Etages 10	Travée	18.29	1.74	4.5	3.39	3HA12
	Appui	-24.53	2.36	4.5	3.39	3HA12

- Armatures transversales
- ✓ Calcul des espacements St

Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 8.57; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \end{cases}$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) [1]:

En zone nodale: $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St= 20 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St= 15 \text{ cm} \end{cases}$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales (poutres principales)**

On a $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,80 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

➤ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

V.3.3. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{\max} = 56 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{\max} = 84 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

➤ **Vérifications à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	139.069	1.07	3,33	Vérifiée
Secondaires	116.315	1.43	3,33	Vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	139.069	104.82	8.01	3.99	-5.05	Vérifiée
Secondaires	116.315	64.99	8.01	1.86	-4.34	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).
- ✓ Etat limite de compression du béton

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

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

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	28.61	3.39	9.01	48371.31	5.32	15	Vérifiée
	Appui	-49.23	3.39	9.01	48371.31	9.16	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	14.90	3.39	8.02	23476.71	5.71	15	Vérifiée
	Appui	-16.90	3.39	8.02	23476.71	6.48	15	Vérifiée

• **Vérification de l'état limite de déformation**

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

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$\text{Poutres principales : } \begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 33.75\text{cm} \\ A = 8.01\text{cm}^2 < A_f = 13.59\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \begin{cases} h = 30\text{cm} > h_f = 21.87\text{cm} \\ A = 8.01 < A_f = 8.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-à-dire : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ **RPA99/2003(art7.6.2) [1]**.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

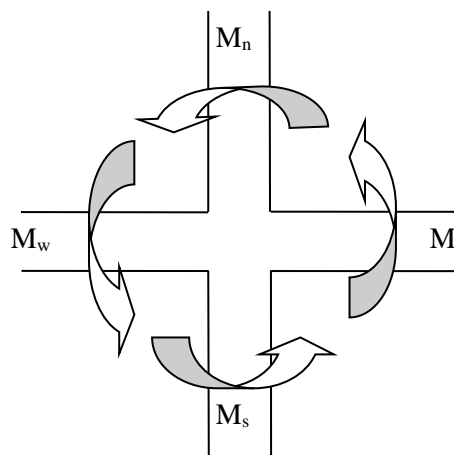


Figure V. 5. Les moments dans la zone nodale

• **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

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $Z=0,9 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux

Niveau	h (cm)	z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (kn.m)
RDC +Etage1	70	63	37.7	826.53
Etage2 et 3	65	58.5	31.29	637
Etage4 et 5	60	54	28.65	538.39
Etage6 et 7	55	49.5	24.13	415.66
Etage8 et 9	50	45	18.47	289.24

Les résultats des moments résistant dans les poutres principales sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveau	h (m)	z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (kn.m)
Etages 1	0,4	0,36	6.03	75.54
Etages 2	0,4	0,36	7.57	94.83
Etages 3	0,4	0,36	7.57	94.83
Etages 4	0,4	0,36	8.04	100.72
Etages 5	0,4	0,36	7.16	89.70
Etages 6	0,4	0,36	6.03	75.54
Etages 7	0,4	0,36	5.56	69.65
Etages 8	0,4	0,36	5.15	64.51
Etages 9	0,4	0,36	5.15	64.51
Etages 10	0,4	0,36	4.62	57.87

Les résultats des moments résistant dans les poutres secondaires sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	h (m)	z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (kn.m)
Etages 1	0,3	0,27	4.62	43.40
Etages 2	0,3	0,27	7.16	67.27
Etages 3	0,3	0,27	7.16	67.27
Etages 4	0,3	0,27	7.16	67.27
Etages 5	0,3	0,27	7.16	67.27
Etages 6	0,3	0,27	5.56	52.24

Etages 7	0,3	0,27	5.56	52.24
Etages 8	0,3	0,27	4.62	43.40
Etages 9	0,3	0,27	4.62	43.40
Etages 10	0,3	0,27	3.39	36.64

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Etages 1	826.53	826.53	1653.06	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
Etages 2	637	826.53	1463.53	94.83	94.83	237.07	Vérifiée
Etages 3	637	637	1274	94.83	94.83	237.07	Vérifiée
Etages 4	538.39	637	1175.39	10.07	100.72	251.8	Vérifiée
Etages 5	538.39	538.39	1076.78	89.70	89.70	224.25	Vérifiée
Etages 6	415.66	538.39	954.05	75.54	75.54	188.85	Vérifiée
Etages 7	415.66	415.66	831.32	69.65	69.65	174.12	Vérifiée
Etages 8	289.24	415.66	704.9	64.51	64.51	161.27	Vérifiée
Etages 9	289.24	289.24	578.48	64.51	64.51	161.27	Vérifiée
Etages 10	0	289.24	289.24	57.87	57.87	144.67	Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Etages 1	826.53	826.53	1653.06	43.40	43.40	108.5	Vérifiée
Etages 2	637	826.53	1463.53	67.27	67.27	167.17	Vérifiée
Etages 3	637	637	1274	67.27	67.27	167.17	Vérifiée
Etages 4	538.39	637	1175.39	67.27	67.27	167.17	Vérifiée
Etages 5	538.39	538.39	1076.78	67.27	67.27	167.17	Vérifiée
Etages 6	415.66	538.39	954.05	52.24	52.24	130.6	Vérifiée
Etages 7	415.66	415.66	831.32	52.24	52.24	130.6	Vérifiée
Etages 8	289.24	415.66	704.9	43.40	43.40	108.5	Vérifiée
Etages 9	289.24	289.24	578.48	43.40	43.40	108.5	Vérifiée
Etages 10	0	289.24	289.24	36.64	36.64	91.6	Vérifiée

V.3.4. Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici un exemple d'un schéma de ferrailage d'une poutre principale du plancher étage 1, et le reste des schémas vont être donnés dont les **Tableaux V.19 (pp)**, et **Tableaux V.20(PS)**.

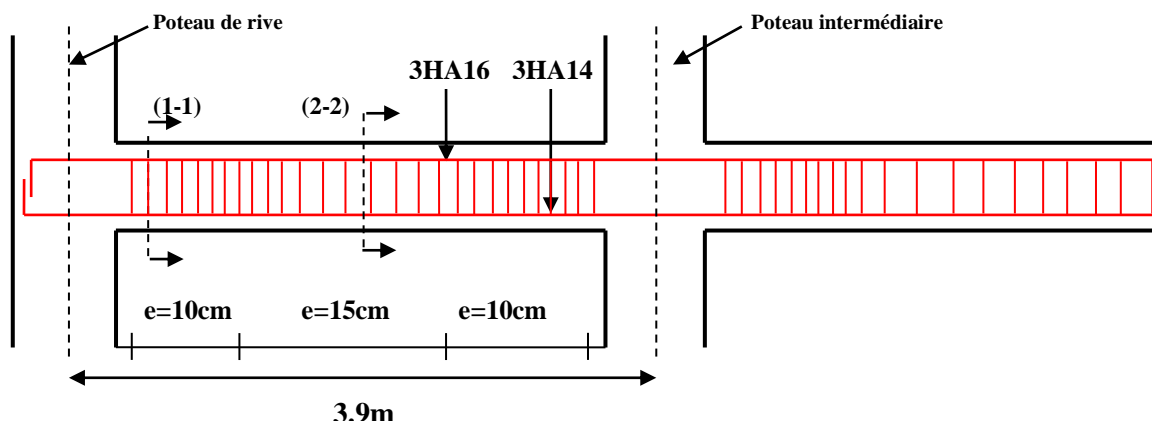


Figure V.6. Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

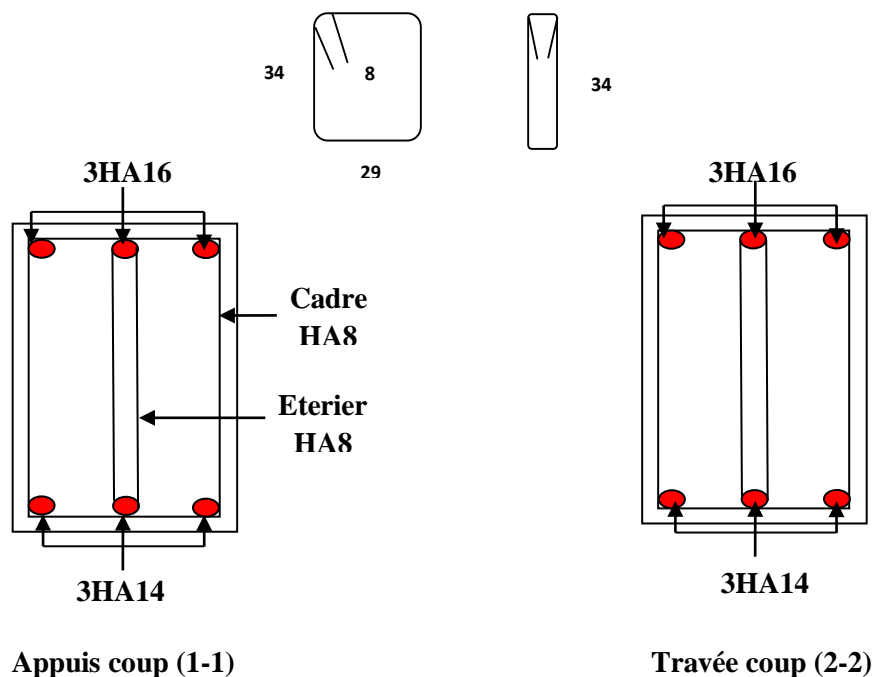
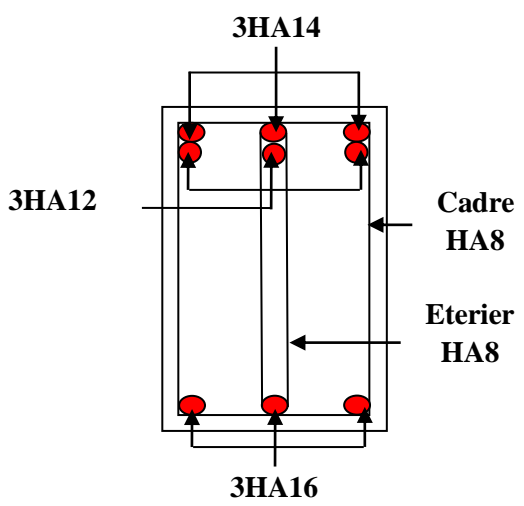
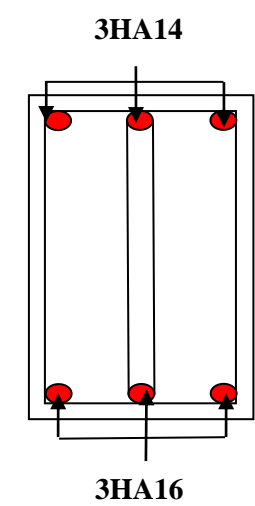
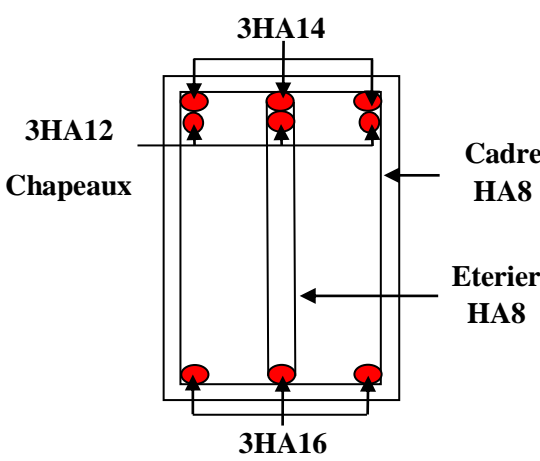
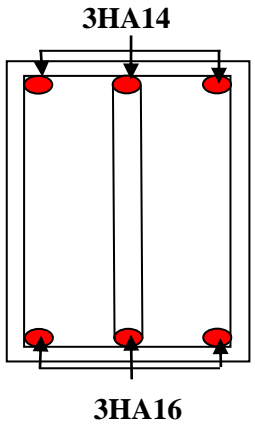
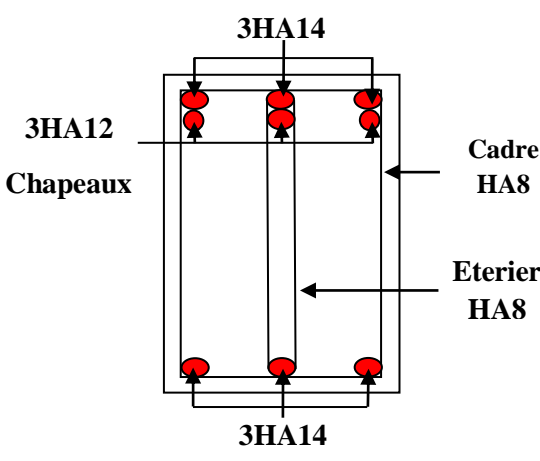
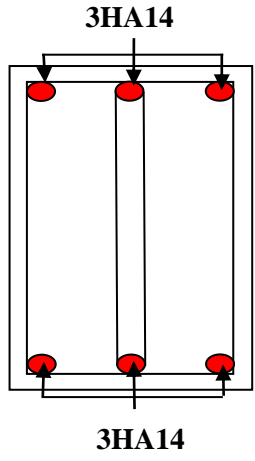


Figure V.7. Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

Tableau V.19. Schémas de Ferrailage des poutres principales (35×40)

Poutres Principales		
Niveau	Appuis	Travée
Etages 2 et 3	 <p>3HA14</p> <p>3HA12</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Eterier HA8</p> <p>3HA16</p>	 <p>3HA14</p> <p>3HA16</p>
Etages 4	 <p>3HA14</p> <p>3HA12</p> <p>Chapeaux</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Eterier HA8</p> <p>3HA16</p>	 <p>3HA14</p> <p>3HA16</p>
Etages 5	 <p>3HA14</p> <p>3HA12</p> <p>Chapeaux</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Eterier HA8</p> <p>3HA14</p>	 <p>3HA14</p> <p>3HA14</p>

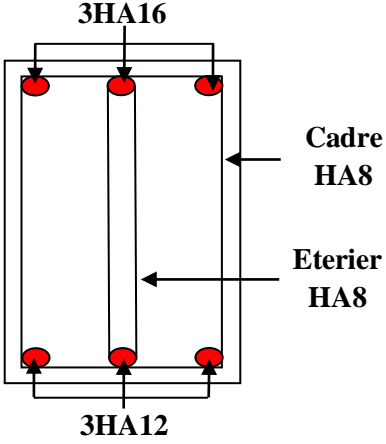
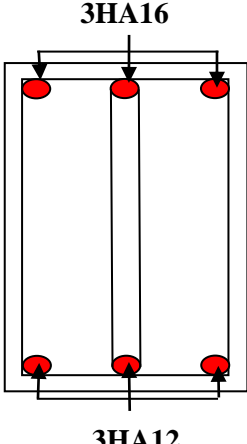
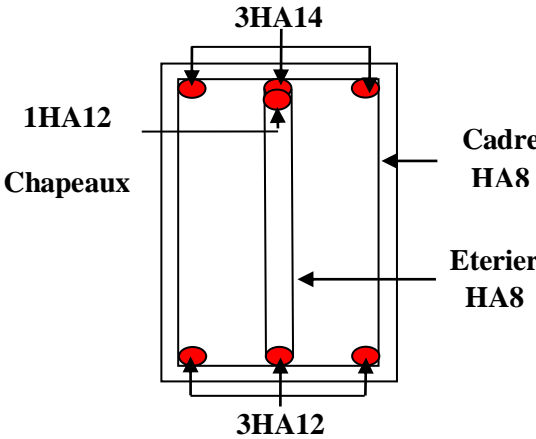
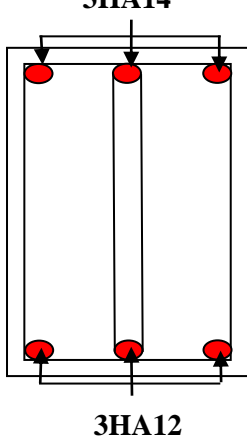
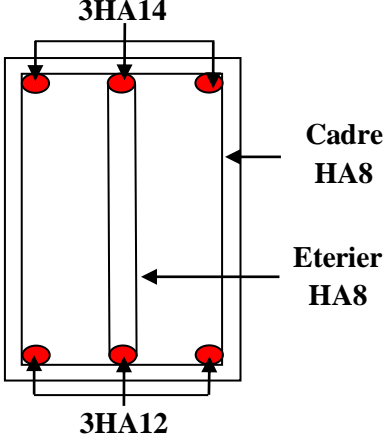
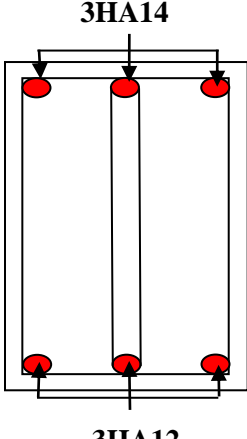
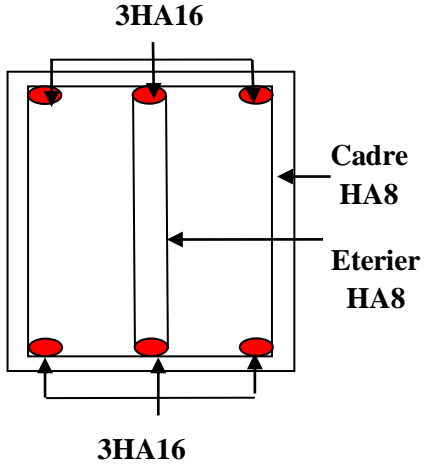
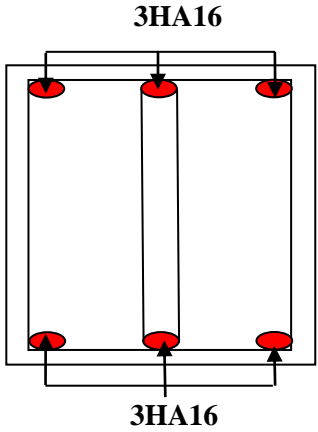
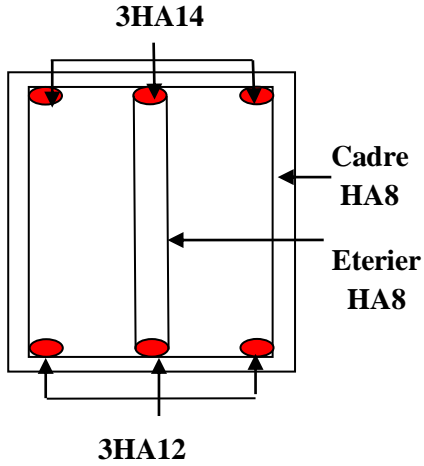
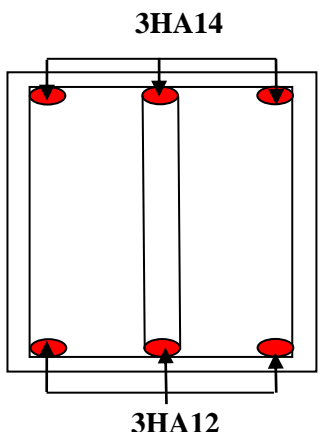
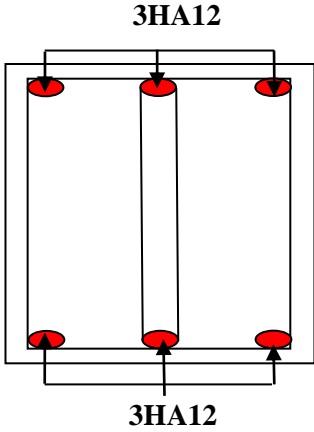
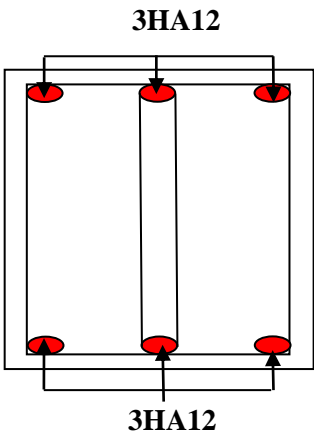
<p>Etages 7</p>		
<p>Etages 8 et 9</p>		
<p>Etages 10</p>		

Tableau V.20. Schémas de Ferrailage des poutres secondaires (30×30)

Poutres secondaires		
Niveau	Travée	Appui
Etages 1 et 8	<p>3HA14</p> <p>24</p> <p>24</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Eterier HA8</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p> <p>24</p> <p>3HA14</p>
Etages 2 et 5	<p>3HA12</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Eterier HA8</p> <p>3HA12 Chapeaux</p> <p>3HA12</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA12 Chapeaux</p> <p>3HA12</p>
Etages 3 et 4	<p>3HA12</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Eterier HA8</p> <p>3HA12 Chapeaux</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA12</p> <p>3HA12 Chapeaux</p> <p>3HA14</p>

<p>Etages 6 et 7</p>	 <p>3HA16</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Eterier HA8</p> <p>3HA16</p>	 <p>3HA16</p> <p>3HA16</p>
<p>Etages 9</p>	 <p>3HA14</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Eterier HA8</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA14</p> <p>3HA12</p>
<p>Etages 10</p>	 <p>3HA12</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA12</p> <p>3HA12</p>

V.4. Etude des voiles :

Le **RPA 99/ 2003**[1], exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m 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, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :[1]

- Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Recommandation du RPA 99/2003 [1]**• Armatures verticales**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

- **Armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

- **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } V = 1.4 \times V_u$$

- **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{\min} = 0.15\%$ De la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{\min} = 0.10\%$ De la section du voile, dans la zone courante.
 - $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espace : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingle par 1m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Calcul des sollicitations revenant aux voiles

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel sap2000 V14 le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles **Vx1, Vx2, Vx3, Vy1, Vy2** :

Tableau V.21. Les sollicitations revenant aux voiles V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{y1}, V_{y2}

Niveau	Voile	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V _{x1}	524.380	98.4052	98.4052	524.38	50.959	-97.0546	53.33
1 ^{ère} étage		392.375	5.6015	67.4266	357.946	147.372	-60.3932	57.66
2 ^{ème} étage		374.170	9.3716	59.0339	304.607	150.118	3.2408	59.145
3 ^{ème} étage		330.959	7.0097	42.8181	264.215	134.154	1.9162	-127.34
4 ^{ème} étage		301.362	10.7556	42.1942	245.908	124.512	4.3588	52.564
5 ^{ème} étage		251.570	8.3702	29.2489	217.927	106.313	3.1317	41.509
6 ^{ème} étage		209.802	11.3978	29.6549	532.400	86.907	-15.7553	-120.54
7 ^{ème} étage		151.670	9.3241	19.3367	147.655	49.436	-8.1608	29.152
8 ^{ème} étage		99.633	19.5512	19.5512	99.633	25.980	-5.5877	26.805
9 ^{ème} étage		47.239	14.346	14.346	47.239	3.610	-5.5954	11.668
RDC	V _{y1}	1059.091	-430.4337	629.6783	163.699	5.288	599.830	-160.960
1 ^{ère} étage		969.825	-316.3043	-316.3043	969.825	257.471	279.3013	-167.140
2 ^{ème} étage		896.808	-42.9363	-220.23	730.388	360.078	-15.7149	-133.785
3 ^{ème} étage		795.759	-34.4245	-136.945	664.882	320.77	-11.701	-96.210
4 ^{ème} étage		711.213	-44.022	-124.468	637.674	266.504	71.717	-97.322

5 ^{ème} étage	V_{x2}	599.397	-36.820	-91.755	585.622	197.505	48.275	-71.978
6 ^{ème} étage		503.626	-93.795	-93.795	503.626	132.716	43.206	-79.620
7 ^{ème} étage		418.985	-85.815	-85.815	418.985	61.506	44.039	-55.505
8 ^{ème} étage		298.288	-83.709	-83.709	298.288	28.406	39.058	-49.421
9 ^{ème} étage		161.843	-72.527	-72.527	161.843	6.263	35.801	-46.777
RDC		921.023	320.509	-394.76	239.177	72.864	-384.105	140.299
1 ^{ère} étage		995.299	2.714	243.1807	933.139	314.365	-239.802	141.563
2 ^{ème} étage		947.637	6.978	184.786	763.142	424.767	-176.477	-121.42
3 ^{ème} étage		851.947	0.158	-127.262	392.676	392.676	-127.262	-97.711
4 ^{ème} étage	772.374	11.56	113.247	635.19	334.149	-100.385	91.164	
5 ^{ème} étage	660.031	5.236	75.946	570.604	258.852	-70.767	-67.122	
6 ^{ème} étage	555.594	13.930	71.986	488.065	211.698	-56.053	65.687	
7 ^{ème} étage	424.831	9.082	48.681	398.109	137.945	-38.964	-41.095	
8 ^{ème} étage	290.015	14.290	48.646	283.695	86.582	-32.484	31.394	
9 ^{ème} étage	153.42	40.469	40.469	153.422	28.742	-30.490	-24.074	

RDC	V_{y2}	1112.782	-420.061	632.241	173.103	-18.178	598.83	-156.772
1^{ère} étage		1083.403	-333.637	334.500	439.300	214.093	333.835	-198.784
2^{ème} étage		969.769	-10.593	231.480	361.515	351.700	6.208	-172.839
3^{ème} étage		866.351	-3.300	-160.843	708.229	330.379	14.621	-138.684
4^{ème} étage		759.598	-21.228	-143.067	635.470	302.919	-5.686	-132.764
5^{ème} étage		648.802	-7.350	-89.069	572.142	40.069	81.266	-96.893
6^{ème} étage		543.379	-14.646	-83.832	490.092	192.187	66.096	-94.029
7^{ème} étage		412.499	-9.964	-64.356	405.895	114.758	53.145	-60.145
8^{ème} étage		292.348	-65.444	-65.441	292.348	67.917	50.285	-45.694
9^{ème} étage		161.968	-55.108	-55.108	161.068	17.067	47.829	-30.206
RDC	V_{x3}	856.168	436.060	-531.75	212.482	64.067	-518.133	163.973
1^{ère} étage		922.861	8.795	336.863	824.431	339.402	-325.720	186.279
2^{ème} étage		878.905	7.139	246.788	702.121	406.282	-238.04	156.501
3^{ème} étage		788.515	-1.892	-167.969	289.809	289.809	-167.809	-126.499
4^{ème} étage		710.773	6.728	141.123	668.966	227.966	-133.362	-117.855
		606.150	-1.180	-94.700	159.714	159.714	-94.700	-90.315

5 ^{ème} étage								
6 ^{ème} étage	516.089	83.047	83.047	516.089	127.232	-78.352	-87.165	
7 ^{ème} étage	426.210	55.561	-59.969	68.141	68.141	-59.969	-59.809	
8 ^{ème} étage	305.494	53.718	-55.441	38.211	38.211	-55.441	-47.190	
9 ^{ème} étage	171.924	44.292	-50.941	3.904	3.904	-50.941	-33.770	

V.4.3.Ferraillages

- Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor} .

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA99 [1]**

$L = 1.80 \text{ m}$, $d = 1.75 \text{ m}$, $e = 0.20 \text{ m}$. **Voile VY1**

$N_{max} = 1059.091 \text{ KN (traction)}$, $M_{cor} = 430.4337 \text{ KN.m}$.

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.406 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.9 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 430.4337 + (-1059.091) \times \left(1.75 - \frac{1.80}{2} \right) = -469.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{469.79 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1.75^2 \times 18,48} = 0,0415$$

$$\mu_{bu} = 0.0415 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,0530$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1.75(1 - 0,4 \times 0,0530) = 1.712 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{-469.79 \times 10^{-3}}{1.712 \times 400} = -6.86 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -6.86 \times 10^{-4} - \frac{-1059.091 \times 10^{-3}}{400} = 19.02 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 19.02 \text{ cm}^2$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,20 \times 1,80 = 5.4 \text{ cm}^2$

- **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$

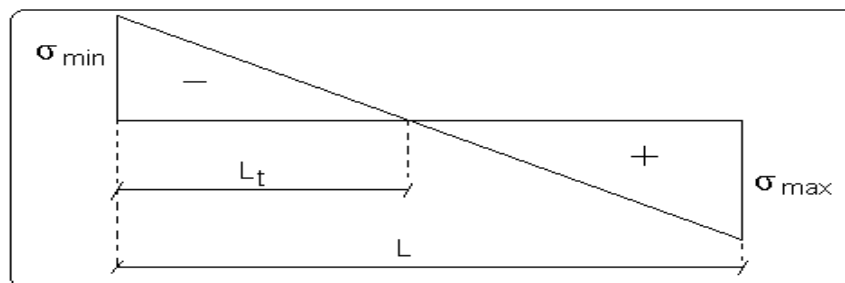


Figure V.8. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 1.0436 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -6.9272 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{1.0436 \times 1.8}{1.0436 + 6.9272} = 0.235 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% \times 0,20 \times 0.235 = 0.94 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1.8 - 2 \times 0.235$$

$$l_c = 1.33 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0,20 \times 1.33 = 2.66 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 12.5 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 6.5 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 12.5 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

- **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 160.960\text{KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 160.960 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1.75} = 0.696 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.696 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres**

- ✓ **Armatures verticales**

En zone tendu $A^{ZT} = 14HA14 = 21.56 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{Zc} = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$

- ✓ **Choix des armatures horizontales**

$A_h = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.22.ferrailage du voile $V_{x1}=1\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC,1 ^{ere} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN)	98.4052	9.3716	10.7556	11.3978	19.5512
N(KN)	-524.280	-374.170	-301.362	-209.802	-99.633
V (KN)	53.33	59.145	52.564	29.152	26.805
τ (MPa)	0.397	0.460	0.409	0.227	0.208
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.199	5.783	4.796	3.507	1.752

A_v^{\min} (cm ²)	3	4	4	4	3
A_v^{adop} (cm ²)	9.24	6.79	6.79	4.71	3.01
N^{bre} /par face	6HA14	6HA12	6HA12	6HA10	6HA8
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.496	0.580	0.510	0.280	0.260
A_h^{\min} (cm ²)	0.6	2.850	2.850	2.850	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	3.14	3.14	3.14	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	4HA10	4HA10	4HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.23.ferraillage du voile $V_{y1}=1.80m$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC, 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8
M(KN)	430.4337	42.9363	44.022	93.795	83.709
N(KN)	-1059.091	896.808	-711.213	-503.626	-298.288
V (KN)	160.960	133.785	97.322	79.620	49.421
τ (MPa)	0.696	0.578	0.421	0.344	0.214
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	19.020	13.920	11.278	8.249	5.473
A_v^{\min} (cm ²)	3	4	4	7.2	7.2
A_v^{adop} (cm ²)	21.56	15.82	15.82	11.06	11.06
N^{bre} /par face	14HA14	14HA12	14HA12	14HA10	14HA10
S_t (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
A_h^{cal} (cm ²)	0.870	0.720	0.530	0.430	0.270
A_h^{\min} (cm ²)	0.6	5.250	5.250	5.250	5.250
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	6.16	6.16	6.16	6.16
N^{bre} /par plan	2HA12	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.24.ferraillage du voile $V_{x2}=1.60m$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC, 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6
M(KN)	320.509	184.786	11.56	13.930	48.646
N(KN)	-921.023	-763.142	-772.374	-555.594	-283.695

V (KN)	140.299	121.42	91.164	65.687	65.687
τ (MPa)	0.682	0.590	0.443	0.319	0.319
$\bar{\tau}$ =0.2f_{c28}(MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	16.390	13.870	11.414	8.362	4.686
A_v^{min} (cm²)	4.8	6.4	6.4	6.4	6.4
A_v^{adop} (cm²)	18.48	16.02	13.56	9.48	7.75
N^{bre} /par face	12HA14	6HA14+6HA12	12HA12	12HA10	6HA10+6HA8
S_t (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
A_h^{cal} (cm²)	0.850	0.740	0.550	0.400	0.400
A_h^{min} (cm²)	0.6	4.650	4.650	4.650	4.650
A_h^{adop} (cm²)	2.26	5.34	5.34	5.34	5.34
N^{bre} /par plan	2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.25.ferraillage du voile V_{y2}=1.80m dans tous les niveaux

Niveau	RDC,1^{ere} etage	2^{eme} et 3^{eme} étage	4^{eme} et 5^{eme} étage	6^{eme} et 7^{eme} étage	8^{eme} et 9^{eme} étage
Section (m²)	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8
M(KN)	420.061	10,593	21.228	14.646	65,444
N(KN)	- 1112.782	-969.769	-759.598	-543.379	-292.348
V (KN)	156.772	172,839	132.764	94.029	45.694
τ(MPa)	0.677	0.747	0.574	0.406	0.197
$\bar{\tau}$ =0.2f_{c28}(MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	19.473	14,194	11.428	8.162	5.018
A_v^{min} (cm²)	5.4	7.2	7.2	7.2	7.2
A_v^{adop} (cm²)	21.56	15.82	13.44	11.06	9.04
N^{bre} /par face	14HA14	14HA12	7HA12+7HA10	14HA10	7HA10+7HA8
S_t (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
A_h^{cal} (cm²)	0.850	0.930	0.720	0.510	0.250
A_h^{min} (cm²)	0.6	5.250	5.250	5.250	4.650
A_h^{adop} (cm²)	2.26	5.34	5.34	5.34	5.34
N^{bre} /par plan	2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12

S_t (cm)	20	20	20	20	20
------------	----	----	----	----	----

Tableau V.26.ferraillage du voile $V_{x3}=1.80m$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC,1 ^{ere} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8	0.2×1.8
M(KN)	436,060	7,139	141.123	83.047	53.718
N(KN)	-856.168	-878.905	-668.966	-516.089	-305.494
V (KN)	163.973	156.501	117.855	87.165	47.190
τ (MPa)	0.709	0.676	0.509	0.377	0.204
$\frac{\tau}{0.2f_{c28}}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16.774	12.805	11.302	8.181	4.938
A_v^{min} (cm ²)	5.4	7.2	7.2	7.2	7.2
A_v^{adop} (cm ²)	18.48	13.56	13.56	9.48	6.02
N^{bre} /par face	12HA14	12HA12	12HA12	12HA10	12HA8
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.890	0.850	0.640	0.470	0.250
A_h^{min} (cm ²)	0.6	5.250	5.250	5.250	5.250
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	5.34	5.34	5.34	5.34
N^{bre} /par plan	2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12	2HA14+2HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.4.4.Schéma de ferraillage :

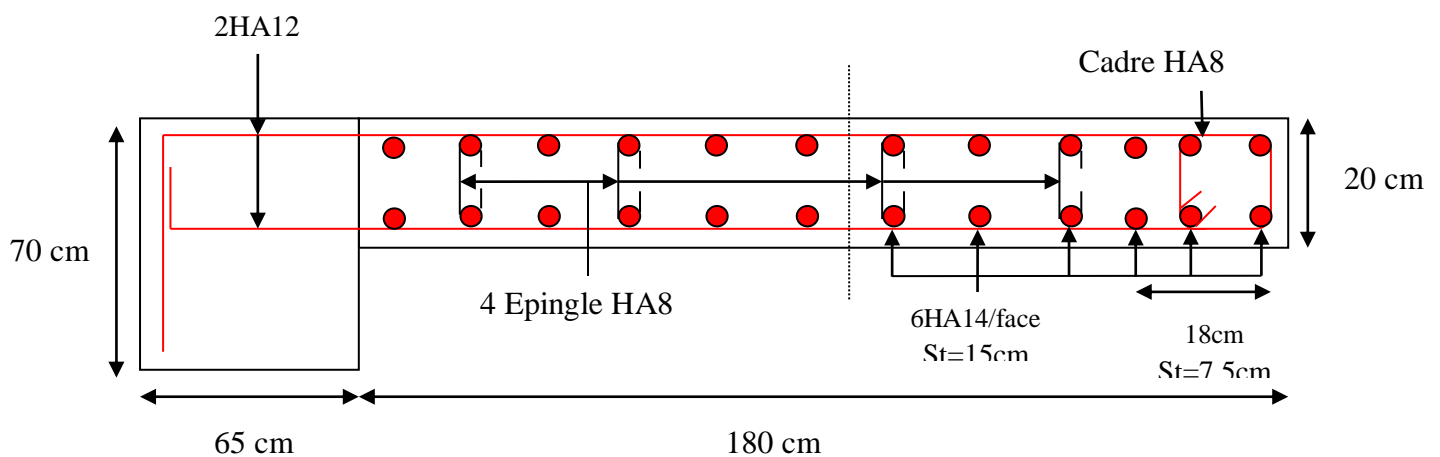


Figure V.9. Schéma de ferraillage du voile V_{x3} RDC

V.5.Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude on conclu que :

- Pour les poteaux, les poutres et les voile, les sollicitations adoptées pour le calcul de Ferrailage sont extraite du logiciel **SAP 2000**.
- Les différents ferrailages adoptés pour les éléments structuraux respectent les Recommandations du **RPA99/2003** et du **BAEL**.

Chapitre VI

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

- **Combinaisons de calcul**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**) [1], se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

- **Reconnaissance du sol**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,4 bar pour une profondeur d'ancrage de 1.5 m.

VI.2.Choix du type de fondation

VI.2.1.Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14. $N = 1912.62 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,4 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,70}{0,65} \times \frac{1912.62}{140}} \Rightarrow B \geq 3.83 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.10 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre projet.

VI.2.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

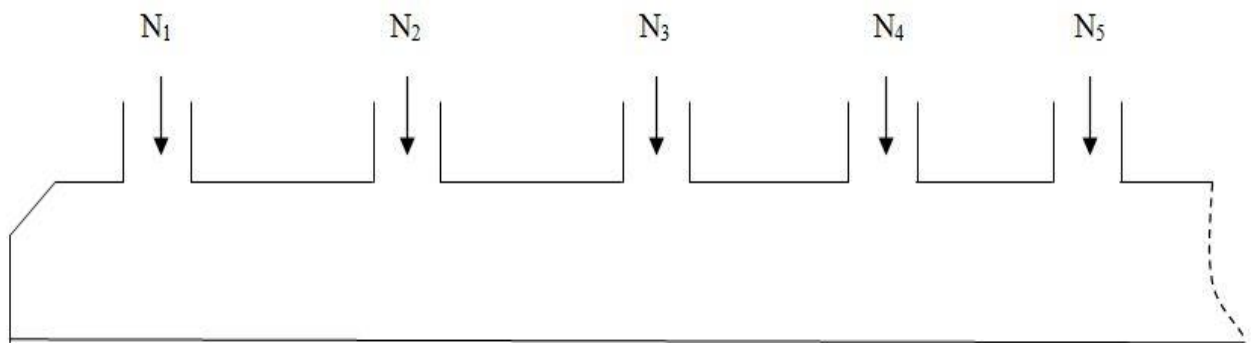


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1623.37KN ; N_5 = 2353.28KN$$

$$N_2 = 1906.25KN ; N_6 = 1581.02KN$$

$$N_3 = 1613.65KN ; N_7 = 1912.62 KN$$

$$N_4 = 2250.56KN ; N_8 = 1627.47KN$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 14868.22 KN$$

$$B \geq \frac{14868.22}{140 \times 23.6} = 4.5 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3.10 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre structure.

VI.2.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

VI.2.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.4m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{540}{20} = 27 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.40^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 80 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 80 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 85 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,85^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,42 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.40 \leq \frac{\pi}{2} 3,42 = 5,62 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{55775.699}{140} = 398.39 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{rad} = 340.27 m^2$

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 85\text{cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 340.27 m^2$

VI.2.3.2. Vérifications nécessaires

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,14\text{MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$I_x = 8936.26 \text{ et } X_G = 11.65 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 17581.5 \text{ et } Y_G = 8.35 \text{ m}$$

- ✓ **Sens X-X**

Données :

$$N = 55699.87 \text{ KN} ; M_x = 14949.99 \text{ KN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 8936.26 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{55.69}{340.27} + \frac{14.94}{8936.26} \times 8.35 = 0,177 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{55.69}{340.27} - \frac{14.94}{8936.26} \times 8.35 = 0,161 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,177 + 0,161}{4} = 0,173 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,14 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

- ✓ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 55775.69 \text{ KN} ; M_y = 313.85 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 17581.5 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{55.77}{340.27} + \frac{0.313}{17581.5} \times 13.6 = 0.164 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{55.77}{340.27} - \frac{0.313}{17581.5} \times 13.6 = 0.163 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,164 + 0,163}{4} = 0,163 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,14 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord (Figure VI.5). La nouvelle surface du radier est :

$$S = 340.27 + 60.6 = 400.87 \text{ m}^2; I_x = 13360.03 \text{ m}^4; X_G = 12.65 \text{ m}; I_y = 25124.77 \text{ m}^4; Y_G = 9.35 \text{ m}$$

- **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier**

- ✓ **Sens X-X**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{55.69}{400.87} + \frac{14.94}{13362.03} \times 9.35 = 0,14 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{55.69}{400.87} - \frac{14.94}{13362.03} \times 9.35 = 0,12 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,14 + 0,12}{4} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,14 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

- ✓ **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{55.69}{400.87} + \frac{0.313}{25124.77} \times 12.65 = 0,13 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{55.69}{400.87} - \frac{0.313}{25124.77} \times 12.65 = 0,13 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,13 + 0,13}{4} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,14 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 55775.69 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{55775.69 \times 5.4}{2 \times 400.87} = 375.66 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{354,44 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,15 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)** [1], il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,70 + 0,85 = 1,55 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,85 = 1,5 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2.35 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6.1 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 3.88 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 400.87 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 1.5 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 55699.87 \text{ KN} > 1,15 \times 1.5 \times 400.87 \times 10 = 6915 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI.2.3.3. Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 3006.52 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 2149.25 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 72682.281 + 3006.52 + 2149.25 = 77838.05 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{77838.05}{400.87} = 194.17 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3,5 - 0,65 = 2.85 \text{ m} ; L_y = 5.4 - 0,70 = 4.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.6 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0822 \times 194,17 \times 2,85^2 \\ M_{0y} = 0,2948 \times 129,64 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 129,64 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 38,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 97,23 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 32,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -64,82 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
Travée	X-X	97,23	10,32	2,88	10,78	7HA14	15
	Y-Y	32,47	3,30	2,40	5,65	5HA12	20
Appui		- 64,82	6,73	2,88	7,92	7HA12	15

• **Condition de non fragilité**

On a e =30 cm > 12 cm et ρ=0,60 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,60}{2}\right) \times 0,3 = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.4. Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 55699,87 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{55699,87}{400,87} = 138,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 98,18 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 45,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 73,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 38,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -49,09 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	73.63	7,56	63584.34	8.75 < 15	Vérifié	302.93 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	38.98	5,71	37741.46	5.89 < 15	Vérifié	298.84 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-49.09	6,61	49804.04	6.51 < 15	Vérifié	271.89 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	73.63	0,584	0,35	16.53	18.10	9HA16	11
	y-y	38.98	0,309	0,27	8.49	9.24	6HA14	15
Appui		-49.09	0.389	0,30	10,82	12.32	8HA14	12

• Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 11 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

VI.2.3.5. Schéma de Ferrailage du radier

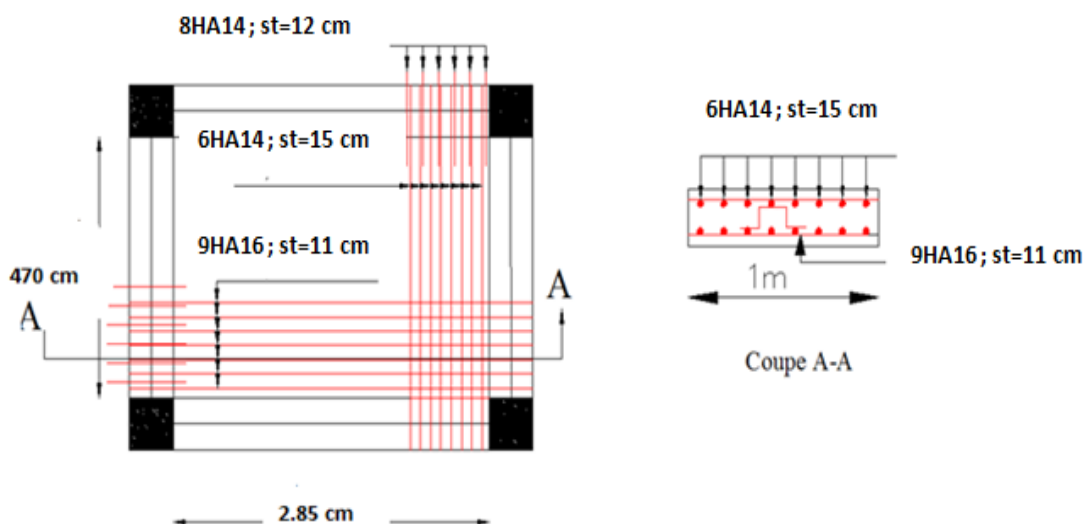
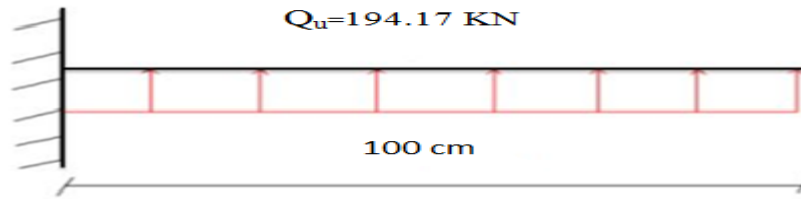


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

VI.2.3.6. Ferrailage du débord



.Figure VI.3. Schéma statique du débord

- Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = -98.585 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Section d'armatureur du débord

M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A ^{adop} (cm ² /m)	N ^{bre} de barres / ml	St (cm)	Ar (cm ² /m)	A _{R adop} (cm ² /m)
- 98.585	10.47	3,02	11.31	10HA12	10	1,50	4HA12=4,52

VI.2.3.6.1. Verifications à l'ELS

$$M_s = - \frac{Q_s \times l^2}{2} = - \frac{138.94 \times 1^2}{2} = - 69.97 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	- 69.97	7.80	66007.65	8.26 < 15	Vérifiée	273.48 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.6. Section d'armatureur du débord à l'ELS

Localisation	M _s KN.m	β 10 ⁻²	α	A _{cal} cm ² /ml	A ^{adop} cm ² /ml	N ^{bre} de barres	St cm	Ar cm ² /ml	A _{R adop} cm ² /ml
Travée	-69.97	0,55	0,35	15,71	16,08	8HA16	12	5,36	4HA14

VI.2.3.6.2.Schéma de ferrailage

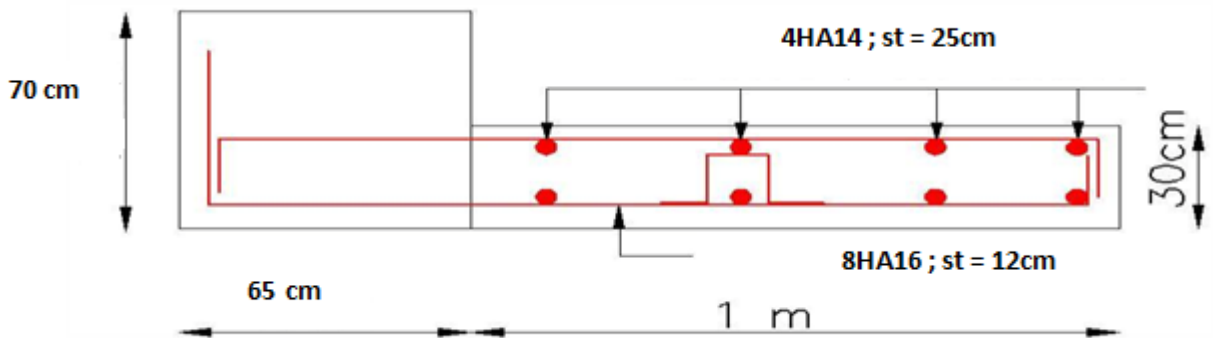


Figure VI.4.Schéma de ferrailage du débord

VI.3. Etude des nervures

VI.3.1.Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

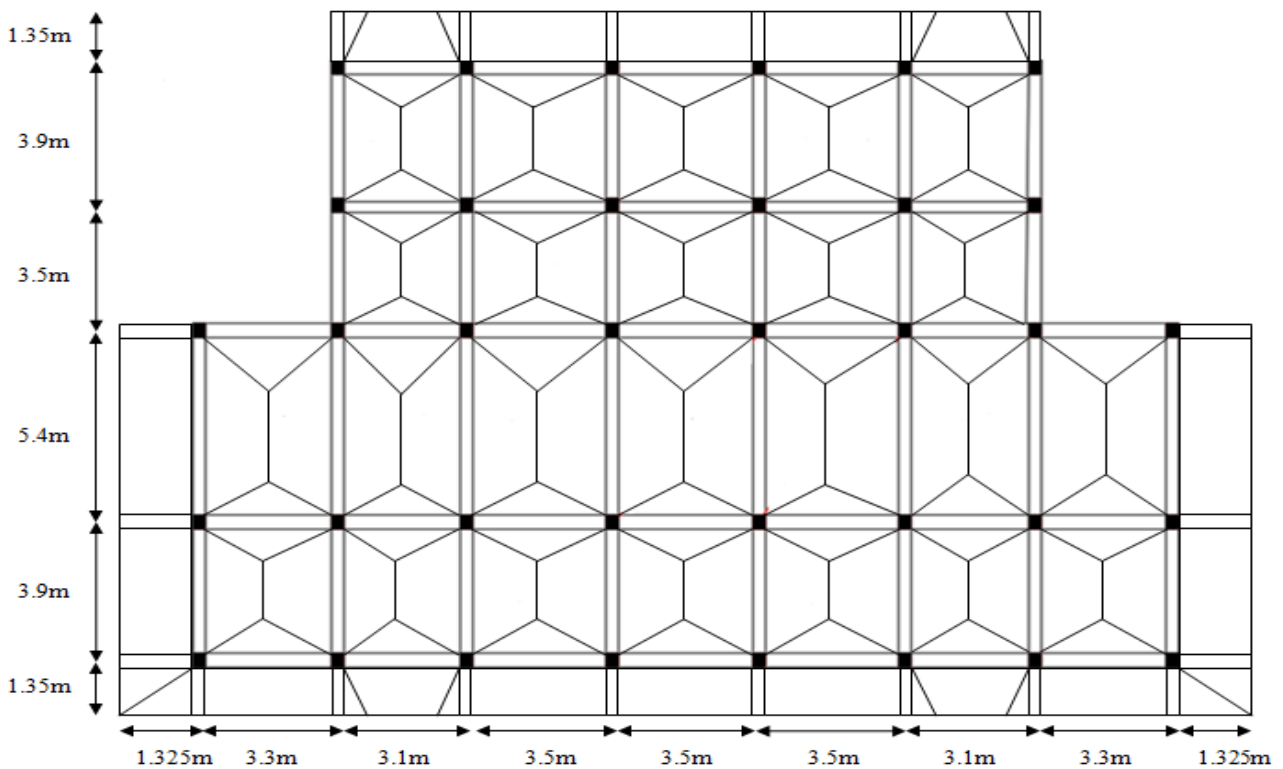


Figure VI.5.Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$ $P_v = \frac{1ql_x}{2}$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 194.17 \text{KN/m}^2, Q_s = 138.94 \text{KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

✓ Sens X-X :

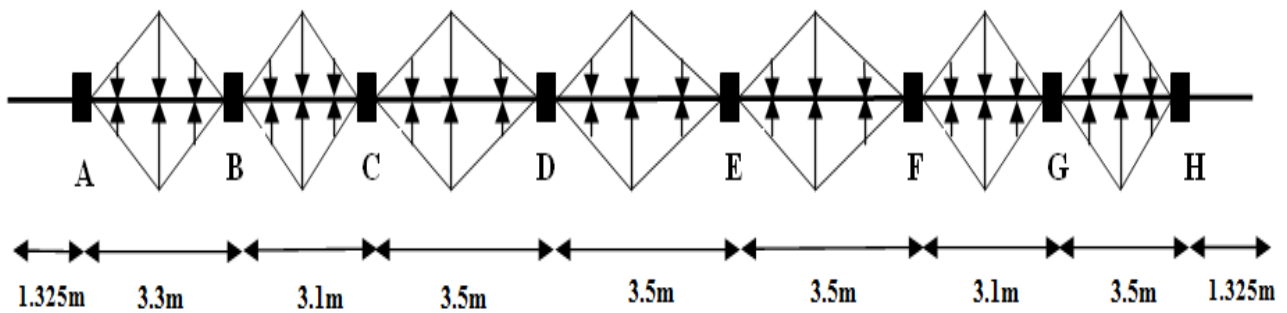


Figure VI.6.Schéma des nervures dans le sens x-x

✓ Sens Y-Y:

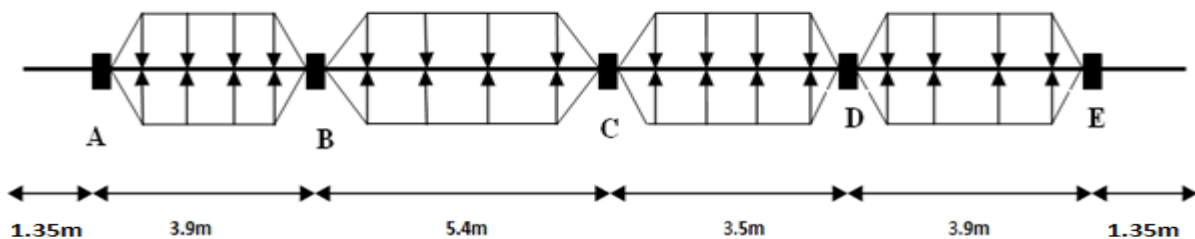


Figure VI.7.Schéma des nervures dans le sens y-y

• Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

✓ **Sens x-x :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.3	3.3	343.032	-70.043	-349.378	1.403	267.686
B-C	3.1	2.48	317.144	-349.378	-288.235	1.612	62.776
C-D	3.5	2.80	368.922	-288.235	-340.276	1.71	250.956
D-E	3.5	2.8	368.922	-340.276	-340.276	1.75	224.636
E-F	3.5	2.8	368.922	-340.276	-288.235	1.79	250.956
F-G	3.1	2.48	317.144	-288.235	-349.378	1.488	62.776
G-H	3.3	3.3	343.032	-349.378	-70.043	1.897	267.686

✓ **Sens y-y :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.9	3.9	407.272	-116.149	-907.684	1.452	312.98
B-C	5.4	4.32	486.978	-907.684	-782.543	2.748	930.473
C-D	3.5	2.8	368.922	-782.543	-565.377	1.978	-103.83
D-E	3.9	3.9	407.272	-565.377	-115.864	2.234	448.154

VI.3.2.Ferraillage de la nervure

$$h_t = 0.85m, h_r = 0.30m, b_0 = 0.70m, d = 0.75m$$

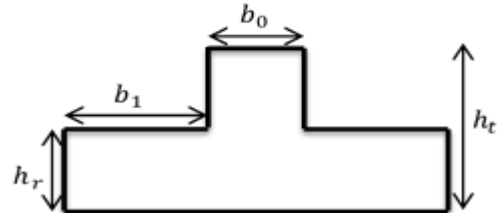


Figure VI.8.Section de la nervure a ferraille

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,70}{2} \leq \min(1.75m ; 0,540 m)$$

Donc, b = 1,78 m.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

✓ Sens X-X :

Tableau VI.9.Ferraillage de la nervure sens X-X

Sens	Localisation	$M_u(\text{KNm})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
X-X	Travée	267.686	9.70	17.19	17.75	5HA16+5HA14
	Appui	349.378	12.69		17.75	5HA16+5HA14

✓ Sens Y-Y :

Tableau VI.10.Ferraillage de la nervure sens Y-Y

Sens	Localisation	$M_u(\text{KNm})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
Y-Y	Travée	930.473	34.46	17.19	45.55	8HA25+2HA20
	Appui	907.684	33.59		45.55	8HA25+2HA20

VI3.3.Vérifications :

> A PELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11. Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	660.482	0.338	2.5	Vérifiée
Sens y-y	1338.015	0.939	2.5	Vérifiée

➤ **A P'ELS :**

- **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 contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Vérification des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	travée	191.546	14.04	1322590	2.03	15	143.27	201.63
	appui	249.999	14.04	1322590	2.65	15	187.00	201.63
y-y	travée	665.805	21.23	2927625	4.83	15	200.45	201.63
	appui	649.499	21.23	2927625	4.71	15	195.54	201.63

Remarque : la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ est vérifiée.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(24, 28; 70; 14) = 14\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 10\text{mm}.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(21, 25; 12; 14) = 12\text{cm}$$

On prend $St=10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

• **Armatures de peau :**

La hauteur des nervures est $h = 85\text{cm}$, dans ce cas le **CBA (Article A.7.3)[2]** préconise de mettre des armatures de peau de section $Ap = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de hauteur.

Pour $h = 85 \text{ cm}$,

On a: $Ap = 3 \times 0.85 = 2.55 \text{ cm}^2$. On opte $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2/\text{face}$

VI.3.4.Schéma de ferrailage :

Tableau VI.13.Schéma de ferrailage des nervures

Schémas de ferrillages des nervures	
Sens X-X	
Travée	Appui
<p>5HA16</p> <p>2 cadres HA10 Epingle HA10</p> <p>2HA14/face</p> <p>5HA14</p> <p>5HA16</p>	<p>5HA16</p> <p>2 cadres HA10 Epingle HA10</p> <p>2HA14/face</p> <p>5HA14</p> <p>5HA16</p>
Sens Y-Y	
Travée	Appui
<p>5HA25</p> <p>2 cadres HA10 Epingle HA10</p> <p>2HA14/face</p> <p>2HA20</p> <p>8HA25</p>	<p>8HA25</p> <p>2 cadres HA10 Epingle HA10</p> <p>2HA14/face</p> <p>2HA20</p> <p>5HA25</p>

VI.4. Etude du voile Périphérique :

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)[1]**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h = 2.52$ m
- Longueur $L = 5.4$ m
- Épaisseur $e = 20$ cm
- **Caractéristiques du sol**
- Poids spécifique $\gamma_h = 20.4$ KN/m³
- Cohésion $C = 0.39$ KN/m²
- Angle de frottement : $\varphi = 27^\circ$

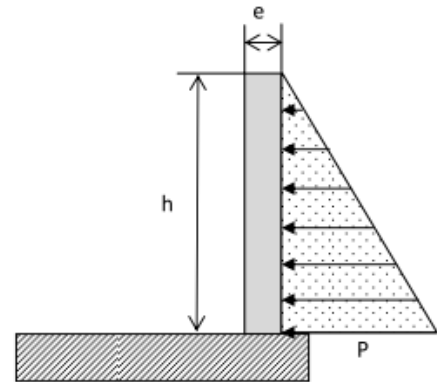


Figure VI.9. Schéma du voile

• **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2.52 \times 20.4 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) - 2 \times 0.39 \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) = 19.06 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

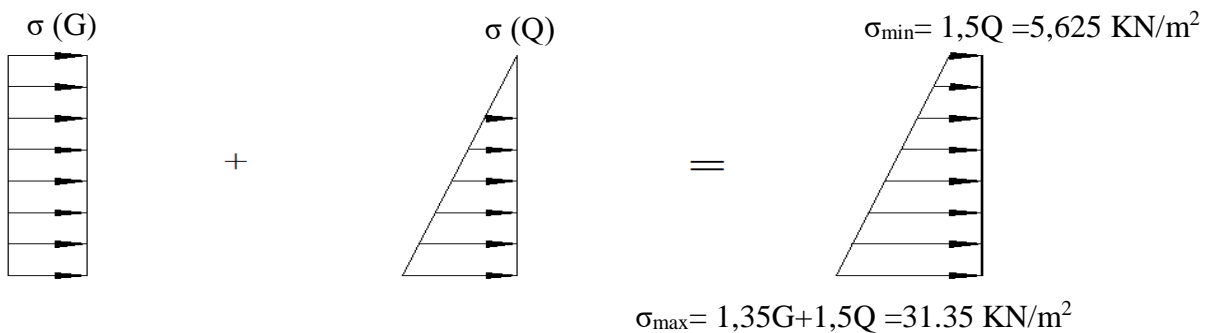


Figure VI.10. Diagramme des contraintes.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 31.35 + 5.625}{4} = 24.91 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 24.91 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2,52 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5.4 \text{ m} \quad e = 0,2 \text{ m}$$

$$\rho = 2,52/5.4 = 0,46 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

• **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,46 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,1022 \\ \mu_y = 0,2508 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,1022 \times 24.91 \times 2,52^2 = 16.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,2508 \times M_{0x} = 4.05 \text{ KN.m}$$

• **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 13.73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 3.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = - 8.08 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI.14.Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	13.75	0,029	0,036	0,177	2.23	2	5HA10 = 3,93
	Y-Y	3.03	0,006	0,008	0,179	0.48	2	4HA10 = 3.14
Appui		- 8.08	0,017	0,021	0,178	1.30	2	4HA10 = 3.14

• **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

VI.4.3. Vérifications

➤ **L'ELU :**

$$\rho = 0,46 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,46) 100 \times 20 = 2.032 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{24.91 \times 2.52}{2} \times \frac{5.4^4}{2.52^4 + 5.4^4} = 29.96KN$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{24.91 \times 5.4}{2} \times \frac{2.52^4}{2.52^4 + 5.4^4} = 3.04KN$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,166 MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,17 MPa$$

➤ **L'ELS :**

$$\rho = 0,46 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,1051 \\ \mu_y = 0,3319 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 22.81 KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3,75 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 22.81 + 3,75}{4} = \frac{18.045KN}{m^2} = \sigma_{moy} \times 1 ml = 18.045 KN/ ml$$

• **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,1051 \times 18.045 \times 2,52^2 = 12.04KN.m$$

$$M_{0y} = 0,3319 \times M_{0x} = 3.99KN.m$$

• **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 10.23KN.m$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 2.99 KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -6.02 KN.m$$

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tableau VI.15. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
Travée	x-x	12.04	4.05	13678.26	$3,56 < 15$	Vérifié	$184,18 < 201,63$	Vérifié
	y-y	2.99	3.67	11314.74	$0,97 < 15$	Vérifié	$56,80 < 201,63$	Vérifié
Appui	6.02	3.67	11314.74	$1,95 < 15$	Vérifié	$114,36 < 201,63$	Vérifié	

VI.4.4.Schéma de ferrailage du voile périphérique

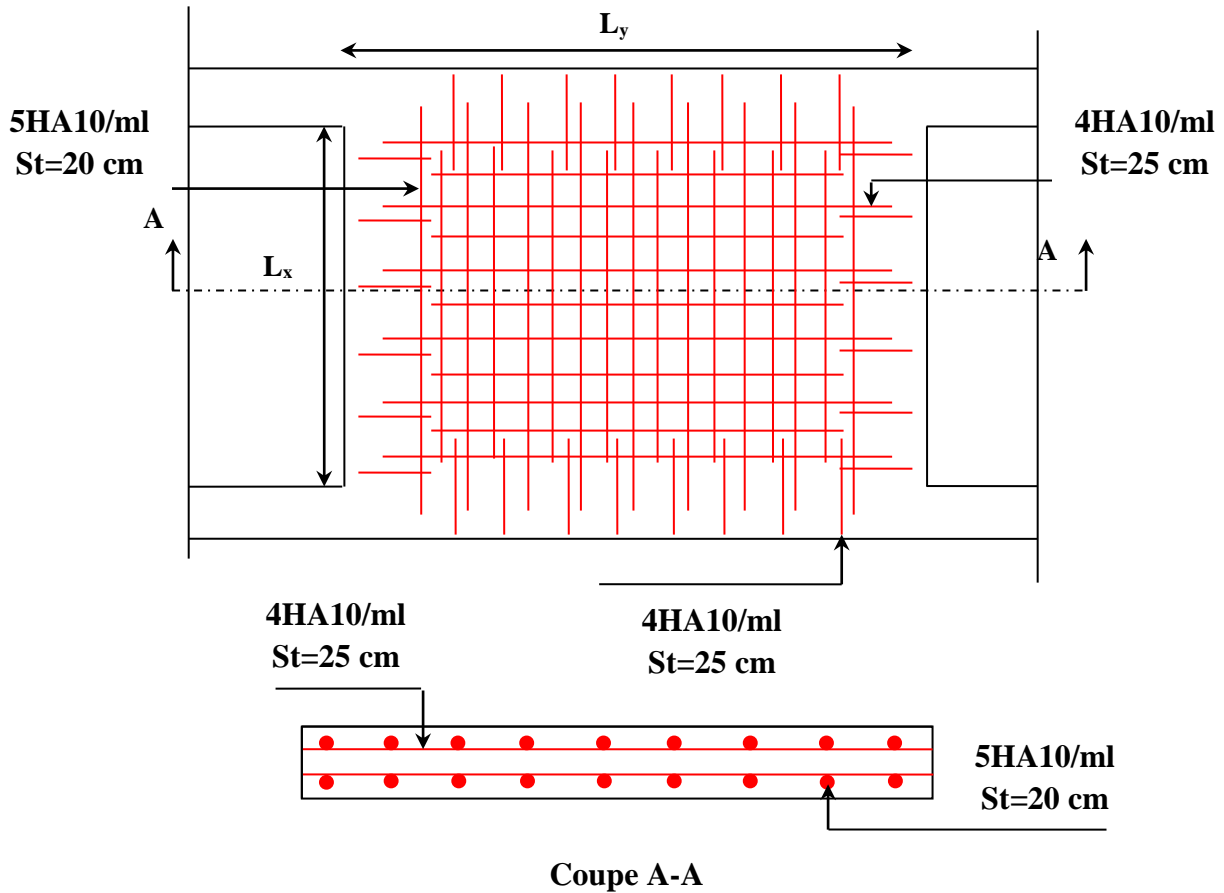


Figure VI.11.Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.5.Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels SAP2000 V14, autocad etc. Les points important tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
3. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
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. Le radier nervuré 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.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

Bibliographie

Bibliographie

- ❖ [1] RPA99 « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ [2] CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ [3] BAEL91/99« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- ❖ [4] DTR BC 2.2« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation; édition 1989 ».
- ❖ [5] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude.
- ❖ Logiciels utilisés :
 - SAP 2000 Version14.

Annexes

Annexe (I) :

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
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

Annexe (II)

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	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 M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe (III)

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
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	80.42	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	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
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	226.2
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)

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																										
Vitesse (m/s)	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																										
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P		I		P		I									
0,63	Tous les niveaux desservis	189	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110													
		226	71	105	82	124	91	140	100	148	108	138	116	129	124													
1,00	Tous les niveaux desservis	260	77	205	88	200	100	143	104	168	113	157	127	147	130													
		293	82	230	96	224	109	203	108	183	128	174	137	164	146													
1,50	Tous les niveaux desservis	322	87	277	101	246	114	224	128	208	138	194	148	160	150													
		311	87	190	63	178	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106					
2,50	Tous les niveaux desservis	250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151	106	144	111	138	116	132	121					
		285	70	253	79	230	87	213	94	200	100	180	105	179	112	169	118	163	123	156	128	140	134					
1,00	1 niveau desservi sur 2	354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	130	203	138	194	144	185	151	176	157					
		386	83	333	96	299	107	278	116	256	125	241	133	229	140	218	147	200	154	200	160	182	167					
1,50	1 niveau desservi sur 2	414	87	360	100	321	112	295	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221	163	212	170	205	179					
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	258	155	245	163	234	171	225	178	219	185					
2,50	1 niveau desservi sur 2	463	95	404	109	361	122	331	133	305	144	288	153	272	160	257	171	245	179	237	186	227	194					
		468	92	138	67	130	92	124	97	119	101	113	106															
1,00	1 niveau desservi sur 2	174	62	163	68	155	68	147	69	140	114	136	119															
		200	100	189	106	178	112	169	103	161	124	154	130															
1,50	1 niveau desservi sur 2	234	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	139															
		250	112	233	120	220	127	209	134	199	141	189	148															
2,50	1 niveau desservi sur 2	271	119	251	126	238	134	227	141	216	148	206	153															
		295	122	275	131	259	139	252	147	233	155	222	162															
1,00	Tous les niveaux desservis	315	127	294	138	278	144	261	153	248	161	237	169															
		336	131	314	140	295	149	278	158	265	166	255	174															
1,50	Tous les niveaux desservis	345	49	222	54	207	53	197	61	185	65	176	69	169	71	162	74	156	77	152	79	146	82					
		256	36	230	62	235	67	225	71	213	75	203	79	195	82	186	80	174	82	166	95							
2,50	1 niveau desservi sur 2	313	64	290	60	267	75	250	80	235	85	225	89	215	93	206	97	200	100	192	104	107	107					
		358	67	320	75	293	82	273	88	259	93	245	98	233	103	224	107	216	111	211	114	203	118					
1,00	Tous les niveaux desservis	394	350	60	310	83	285	93	277	101	264	106	252	111	241	116	233	120	226	124	219	128						
		427	375	976	85	340	94	317	101	296	108	280	114	269	119	249	124	248	129	239	134	230	138					
1,50	Tous les niveaux desservis	456	379	400	90	364	99	336	107	316	114	298	121	283	127	273	132	263	137	254	142	245	147					
		482	393	426	94	385	104	354	113	333	120	313	127	299	134	286	140	276	145	267	150	249	155					
2,50	1 niveau desservi sur 2	506	377	449	93	404	109	372	118	349	126	328	134	314	140	300	147	289	153	278	150	260	164					
		182	60	171	70	164	73	158	76	152	79	146	82															
1,00	Tous les niveaux desservis	213	75	203	79	193	83	184	87	178	90	172	93															
		244	82	230	87	220	91	211	95	202	99	194	103															
1,50	Tous les niveaux desservis	273	88	258	93	245	98	233	103	224	107	214	112															
		298	94	280	100	267	105	255	110	243	115	233	120															
2,50	Tous les niveaux desservis	323	99	305	102	288	111	276	116	266	121	254	126															
		346	104	327	110	310	116	295	122	283	127	271	133															
1,00	Tous les niveaux desservis	370	108	348	115	331	121	315	127	301	133	288	139															
		393	112	370	119	349	128	334	132	319	138	306	144															
1,50	Tous les niveaux desservis	200	60	194	62	188	64	182	66	178	67	174	69															
		228	70	219	71	213	75	206	77	200	80	196	82															
2,50	Tous les niveaux desservis	250	80	241	83	233	85	227	88	220	91	215	93															
		270	89	261	92	253	95	245	99	238	101	231	104															
1,00	Tous les niveaux desservis	289	87	277	90	269	93	262	97	252	101	244	104															
		317	100	293	103	286	107	278	111	270	115	263	118															
1,50	Tous les niveaux desservis	330	111	310	114	303	118	296	122	289	126	283	130															
		353	119	336	123	319	128	313	133	306	138	300	143															
2,50	Tous les niveaux desservis	365	124	341	129	333	133	326	138	320	144	314	149															
		311	87	200	60	194	62	188	64	182	66	178	69															
1,00	1 niveau desservi sur 2	242	66	232	69	225	71	216	74	209	77	203	79															
		274	73	263	76	253	79	244	82	235	85	227	89															
1,50	Tous les niveaux desservis	304	79	289	83	276	87	267	90	258	93	250	96															
		334	84	314	89	301	93	289	97	280	100	269	104															
2,50	Tous les niveaux desservis	360	89	340	94	323	99	311	103	299	107	288	111															
		383	94	354	99	346	104	334	109	319	113	308	117															
1,00	1 niveau desservi sur 2	408	99	385	104	367	109	351	114	339	118	328	123															
		432	102	407	108	389	113	370	119	355	124	341	129															

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																										
Vitesse (m/s)	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																										
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P		I		P		I									
0,63	Tous les niveaux desservis	189	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110													
		226	71	105	82	124	91	140	100	148	108	138	116	129	124													
1,00	Tous les niveaux desservis	260	77	205	88	200	100	143	104	168	113	157	127	147	130													
		293	82	230	96	224	109	203	108	183	128	174	137	164	146													
1,50	Tous les niveaux desservis	322	87	277	101	246	114	224	128	208	138	194	148	160	150													
		311	87	190	63	178	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106					
2,50	Tous les niveaux desservis	250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151	106	144	111	138	116	132	121					
		285	70	253	79	23																						

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe (V)

- CAPACITE PORTANTE DU SOL

Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats d'essai pénétrométrique, nous vous recommandons une fondation superficielle ancrée :

A partir de 1,50m après décapage d'au moins 60cm, correspondant à une contrainte admissible $Q_{adm} = 1,4$ Bars.

- CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

En se basant sur l'essai au pénétromètre dynamique, nous vous recommandons un ancrage à partir de 1,50m après décapage d'au moins 60cm, correspondant à une contrainte admissible $Q_{adm} = 1,40$ Bars.

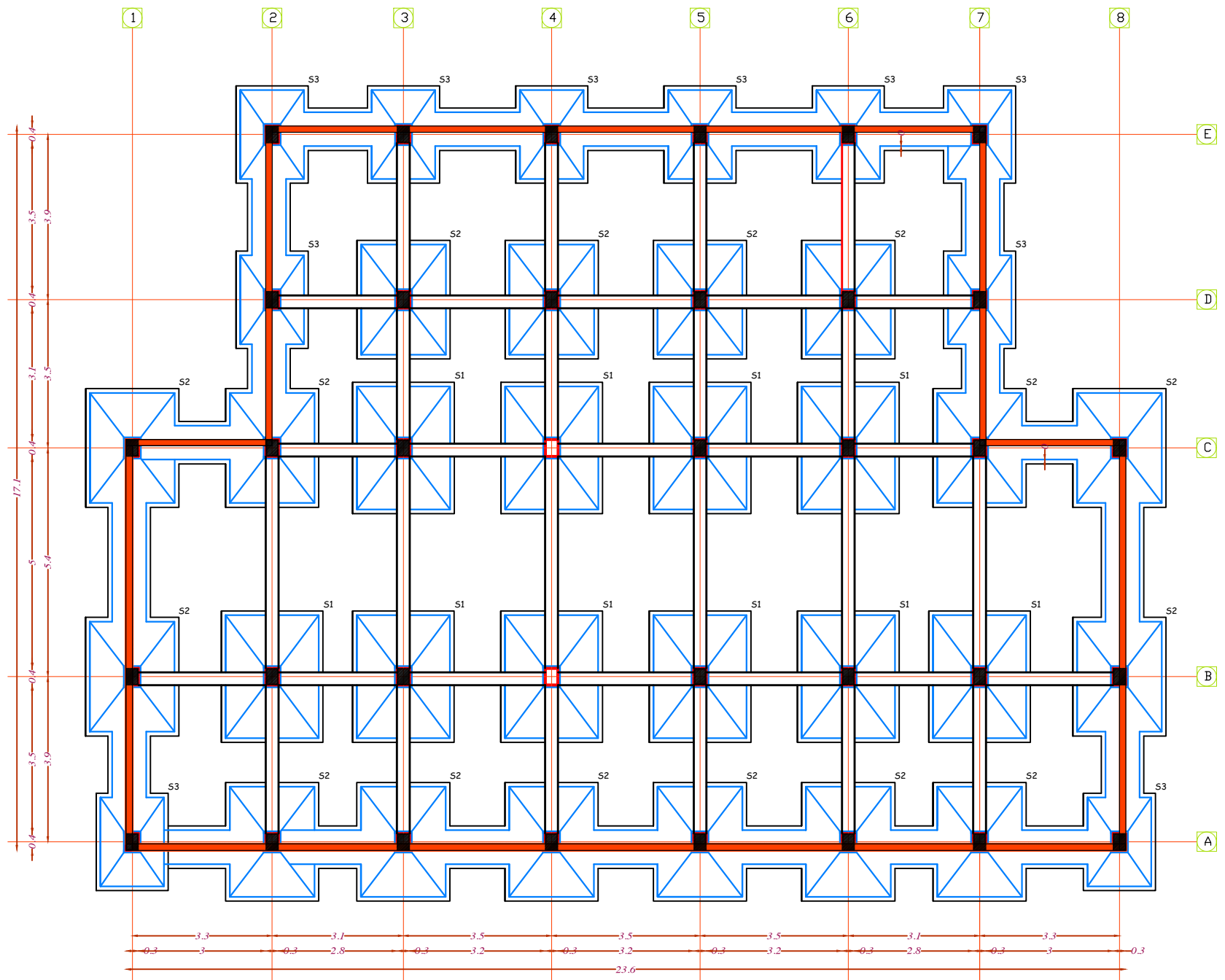
Le site est situé sur un terrain plat, il y a donc lieu d'effectuer un bon drainage des eaux pluviales et de prévoir une surélévation de la construction par rapport à la cote du terrain naturel.

Selon les recommandations du (CGS 2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa), il y a donc lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul.

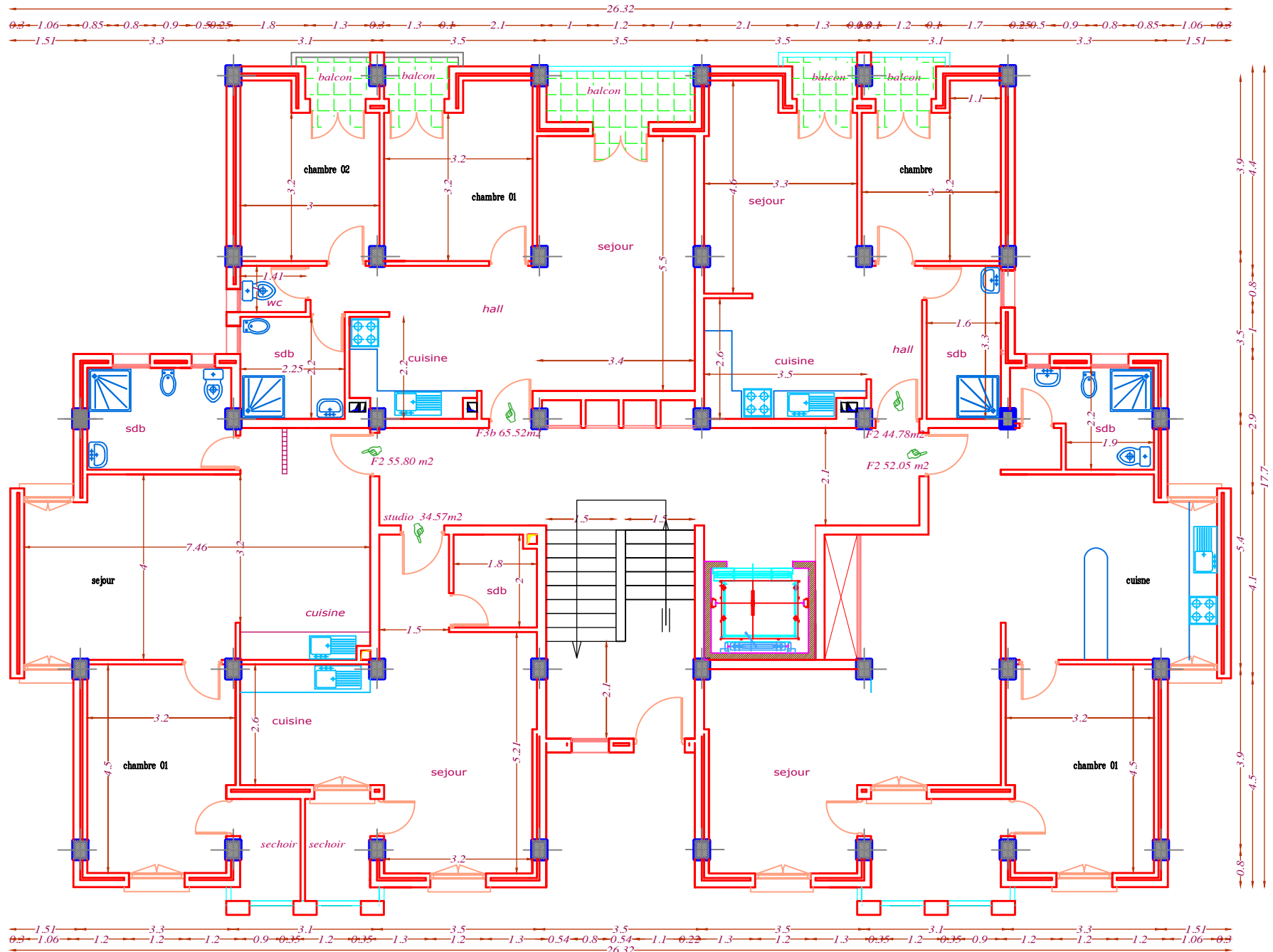
Le Responsable D'essai



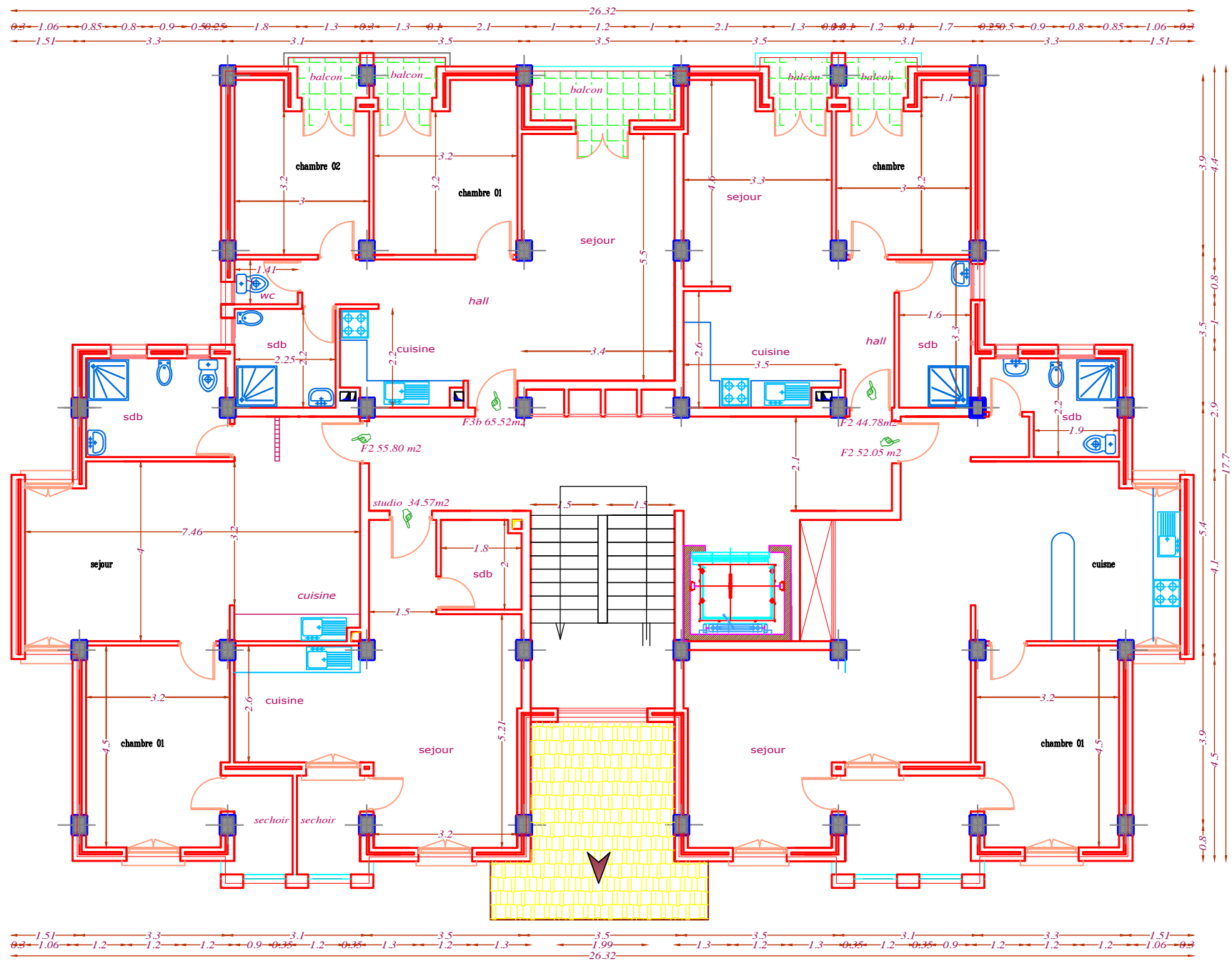
Les plans



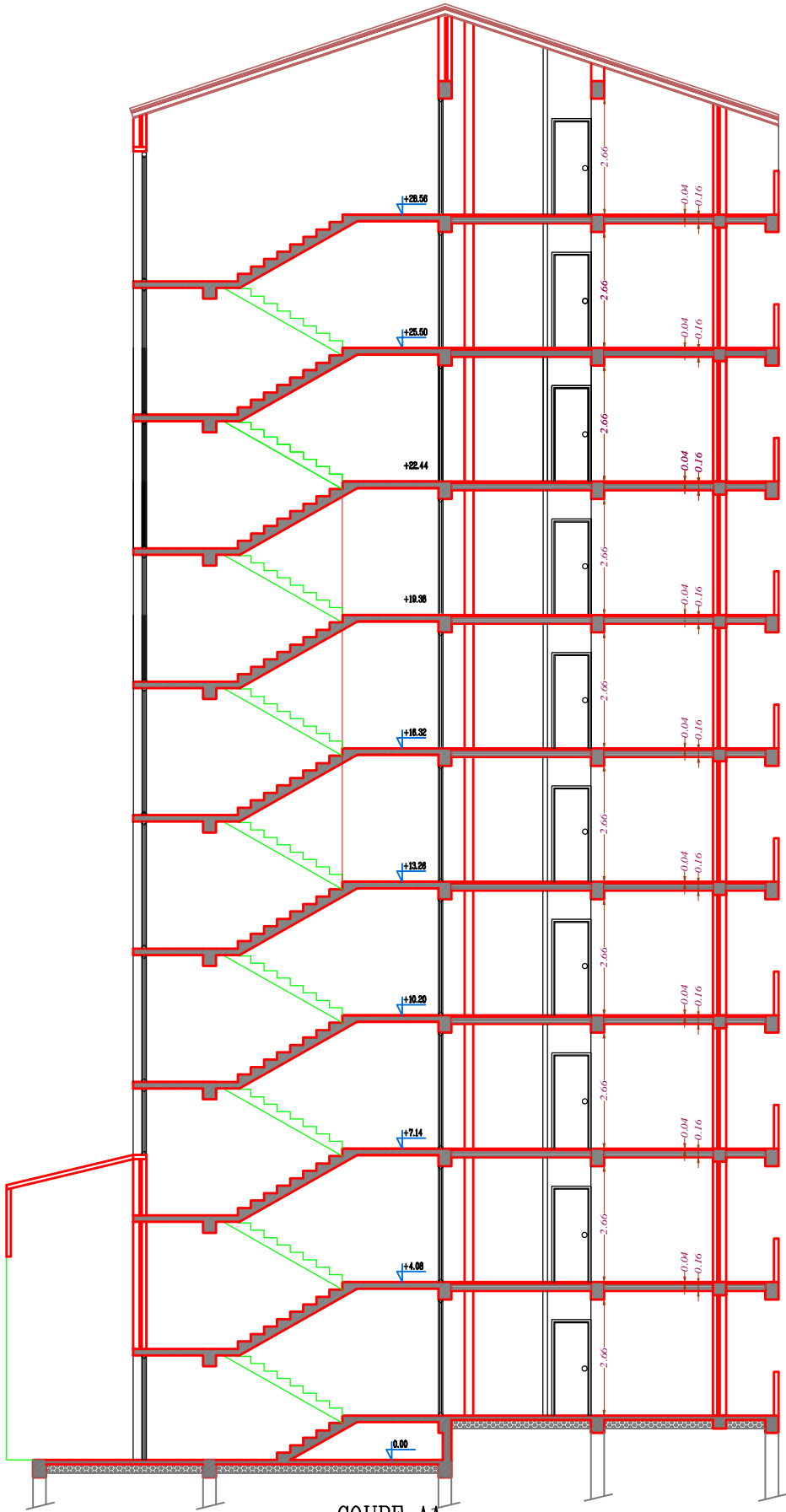
PLAN DE FONDATION



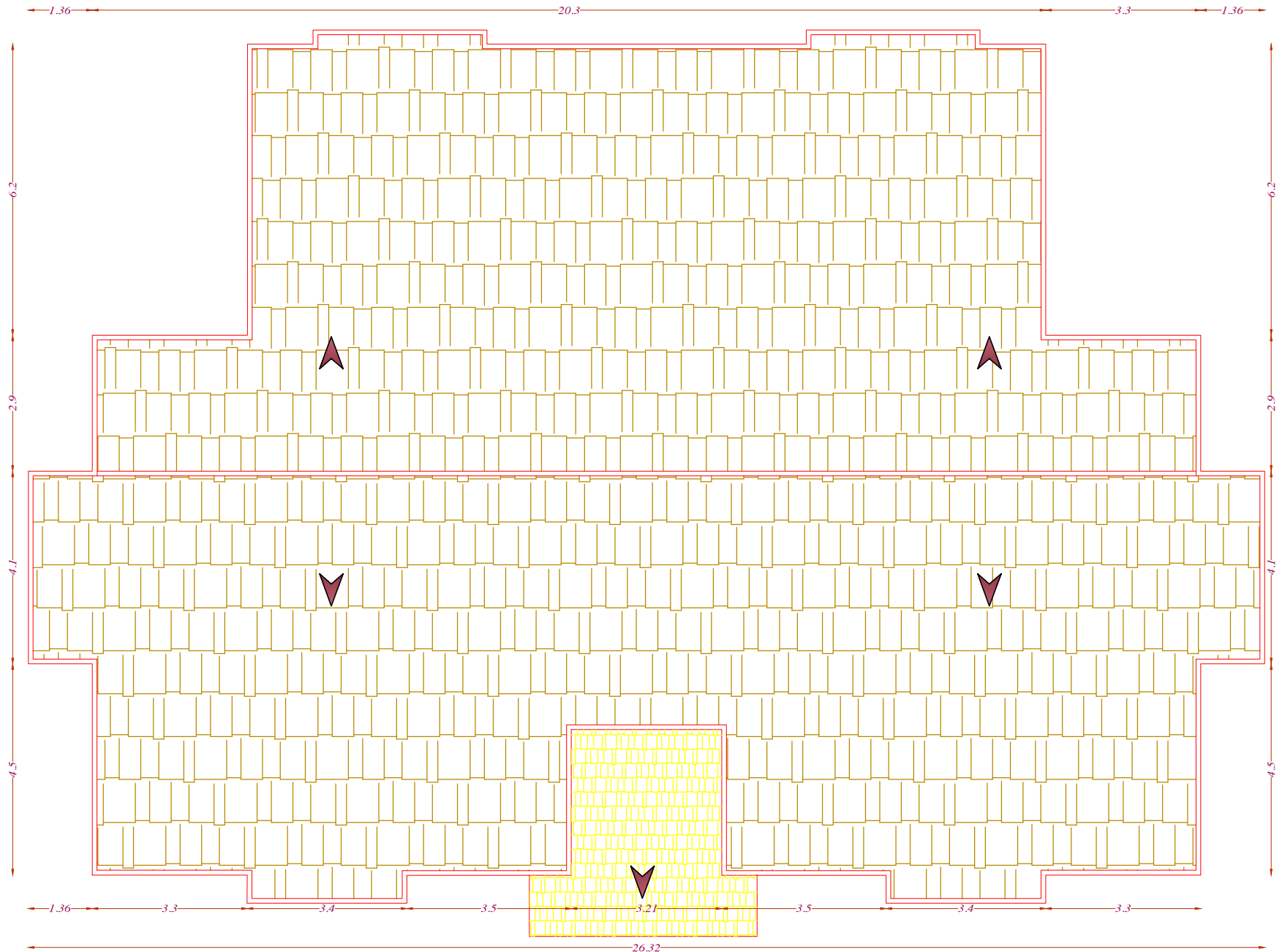
PLAN DU RDC



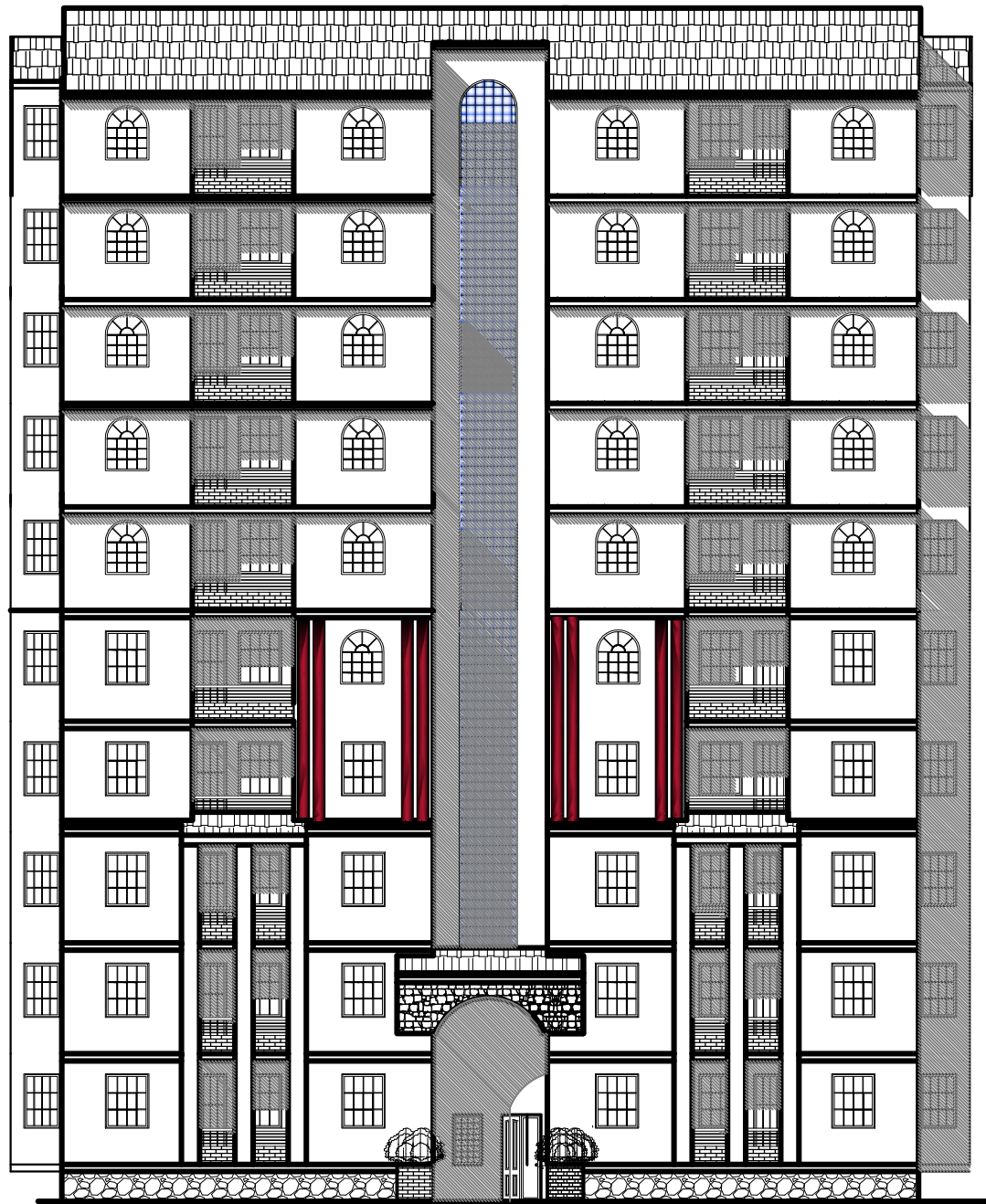
PLAN DU 1er ,2eme,3eme et 4eme,5eme,6eme,7eme,8eme,9eme ETAGE COURANT



COUPE AA



PLAN DE TOITURE



façade Coté entrée