



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Génie civil
Structures

Réf. : S53

Présenté et soutenu par :
SELLAMI SOURIA

Le : mercredi 27 juin 2018

Etude d'un bâtiment à usage multiple (R+7) à contreventement mixte (portique -voile)

Jury :

M.	HAOUARA SELMA	MCA	Université de Biskra	Président
M.	FEMMAM ABLA	MAA	Université de Biskra	Examineur
M.	GADRI KARIMA	MAA	Université de Biskra	Rapporteur

Remerciements

Je tenons à remercier le bon dieu pour le courage et la patience qu'il nous a offert pour aboutir à la réalisation de ce mémoire.

*Mes sincères et profonds remerciements pour mon enseignante et mon encadrante **GADRI Karima** qui n'a épargné aucun effort pour me diriger durant la réalisation de ce travail, je lui très reconnaissant pour la patience dont il a fait preuve le long de ce projet.*

Je tiens également à remercier aussi tous mes enseignants et toute l'administration de département de Génie civil ainsi que toutes les personnes qui m'a aidé durant la période de mon cursus.

Merci à tous.

Sellami Souria

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon père : qui ont consacré leur noble existence pour bâtir la mienne pour tout l'amour que je leur porte, pour leur affection, leur générosité, leur conseil judicieux et leur encouragement.

A ma mère : qui a tout fait pour que je sois heureuse.

A me frère : Salah (amazoz eno)

A mes sœurs : Naima, Meriem, Amal, Salma, Chaima, Salsabil.

Au mari de ma sœur Oussama et à leur fils Mohammed
Anas

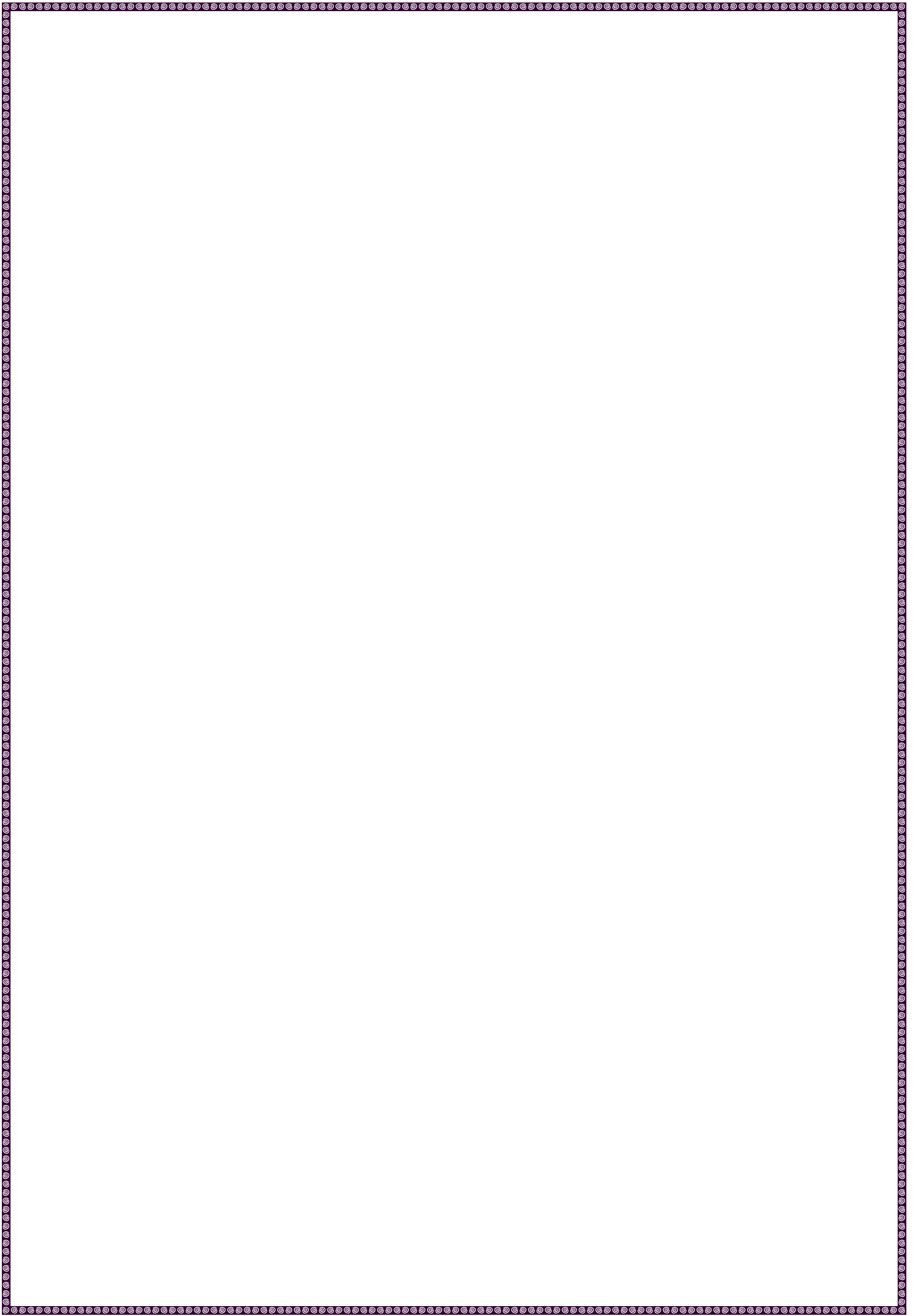
Pour qui m'a beaucoup aidé et donné tout les informations Ingénieur Ramtane.

Pour mes meilleurs amis : Latifa, Khadidja,
Hedda, Hassna,

Tous mes amis : atiki Elhoussaine, Abedrabbou Zakaria
, Sania.

Et

Tous mes copains



Sommaire

Titre	Page
<i>Chapitre I: présentation du projet</i>	
INTRODUCTION GENERALE	1
I.1 Introduction	2
I.2 Description de l'ouvrage	2
I.3 Les caractéristiques géométriques du bâtiment	2
I.4 Caractéristique des matériaux	3
I.4.1 Béton	3
I.4.1.1 Caractéristique du béton	4
I.4.2 Acier	7
I.4.2.1. Contrainte limite	7
I.5 Les actions	9
I.5.1 Les actions permanentes (G)	9
I.5.2 Les actions variables (Q)	9
I.5.3 Les actions accidentelles (Fa)	9
I.6 Sollicitations	10
I.6.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance	10
I.6.2 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service	10

Sommaire

I.7 Combinaisons de calcul :	11
I.8 Les caractéristiques des matériaux utilisés	11
<i>Chapitre II: pré-dimensionnement et descente de charge</i>	
II.1 pré dimensionnement des éléments	12
II.1.1 Introduction	12
II.1.2 Pré-dimensionnement de Plancher	12
III.1.2.1 Condition de flèche	12
II.1.2.2 les caractéristiques géométriques des poutrelles	13
II.1.3 poutre principale	14
II.1.4 poutre secondaire	14
II.1.5 poteau	15
II.1.6 voile	16
II.1.7 Balcon	17
II.1.8 l'acrotère	17
II.1.9 l'escalier	18
II.1.9.1 La marche et la contre marche	19
II.1.9.2 vérification de la formule de « BLONDEL »	19
II.1.9.3 La longueur de volée (L)	19
II.1.9.4 Le mâchement	19
II.1.9.5 Inclinaison de la paillasse	19

Sommaire

II.1.9.4 L'épaisseur de la paillasse et palier	20
II.1.10 Poutre palier	20
II.1.10.1 Dimensionnement	20
II.2 Descente de charge	22
II.2.1 Introduction	22
II.2.2 charge et surcharges	22
II.2.2.1 Plancher	22
II.2.2.2 Murs extérieur	24
II.2.2.3 les Balcon	24
II.2.2.4 l'acrotère	25
II.2.2.5 L'escalier	26
II.2.3 Loi De Dégression	27
II.2.4 Descente des charges sur le poteau intermédiaire (2.B)	28
II.2.5 Vérification de la section de poteau	31
II.2.6 Descente des charges sur le poteau de rive (1.B)	32
II.2.7 Vérification de la section de poteau	35
II.2.8 Descente des charges sur voile sans ouvertures	37
Chapitre III : Calcul et Ferrailage des Eléments Secondaires	
I.1 Plancher à corps creux	41
III.1.1 Introduction	41

Sommaire

III.1.1.1 Fonction nécessaires de plancher	41
III.1.2 Conception des planchers	41
III.1.3 Méthode de calcul	41
III.1.4 Calcul des poutrelles	42
III.1.5 Calcul des moments	42
III.1.5.1 Les moments en appui	42
III.1.5.2 Les moments en travées :	42
III.1.6 Calcul des sollicitations	43
III.1.6.1 Plancher étage de bureaux	43
III.1.6.2 Plancher étage courant	47
III.1.6.3 Plancher terrasse	49
III.1.7 calcul du ferrailage	50
III.1.7.1 Les armatures longitudinales	50
III.2 L'acrotère	61
III.2.1 Introduction	61
III.2.2 Mode de travail	61
III.2.3 Hypothèse de calcul	61
III.2.4 Dimensionnement	62
III.2.5 Calcul sollicitation	62
III.2.6 Combinaison d'action	62
III.2.7 Détermination de l'excentricité du centre de pression	62

Sommaire

III.2.8 Calcul de ferrailage	64
III.3 LES BALCON	67
III.3.1 Méthode de calcul	67
III.3.2 Evaluation Des Charges	67
III.3.3 Calcul des sollicitations	68
III.3.4 Calcul du ferrailage	69
III.3.4.1 Les Armatures Longitudinales	69
III.4 L'escalier	74
III.4.1 Méthode de calcul	74
III.4.2 Combinaisons d'action:	74
III.4.3 Determination des sollicitations	75
III.4.4 Calcul de ferrailage	77
III.4.4.1 Armatures longitudinales	77
III.4.4.2 Armature de réparation	78
III.4.5 Calcul de la poutre palier	80
III.4.5.1 Méthode de calcul:	80
III.4.5.2 Évaluation des charges	81
III.4.5.3 Calcul de la poutre à la flexion	81
III.4.5.4 Calcul de ferrailage	82
III.4.5.5 Vérification de la contrainte de cisaillement	83

Sommaire

III.5 La cage de l'ascenseur	86
<i>Chapitre IV : Etude dynamique</i>	
IV.1 Etude au vent	88
IV.1.1 Introduction	88
IV.1.2 Application des R N V 99	88
IV.1.3 Domain d'application	88
IV.1.5 L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes	89
IV.1.5.1 détermination du coefficient dynamique C_d	89
IV.1.5.2 Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}	89
IV.1.5.3 calcul du coefficient d'exposition	90
IV.1.5.3 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	92
IV.1.5.5 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	96
IV.1.5.6 Détermination du coefficient de pression de vent C_p	96
IV.1.5.7 Calcul des forces de frottement	107
IV.1.5.8 Détermination de la force résultante	108
IV.2 ETUFE SISMIQUE	112
IV.2.1 Introduction	112
IV.2.2 Objectifs de l'étude dynamique	112
IV.2.3 Calcul dynamique du bâtiment	112

Sommaire

IV.2.3.1 Méthode statique équivalente	112
IV.2.4 Calcul de l'action sismique	122
IV.2.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente	122
IV.2.5 Caractéristique géométrique	123
IV.2.5.1 L'excentricité théorique	123
IV.2.5.2 Excentricité accidentelle	124
IV.2.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	124
IV.2.7 Vérification des déplacements	128
IV.2.7.1 Calcul des déplacements relatifs horizontaux	128
IV.2.8 Justification de l'effet P- Δ	129
IV.8 Conclusion	132
<i>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</i>	
V.1 Introduction	134
V.2 ferrailage des poteaux	134
V.2.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux	134
V.2.2 Le ferrailage	134
V.2.3 Combinaison des charges	135
V.2.4. Recommandation de (RPA2003)	135
V.2.5 Combinaison de calcul	137

Sommaire

V.2.6 Calcule de ferrailage	137
V.2.6.1 Ferrailage longitudinal	138
V.2.6.2 Armatures transversales	145
V.3 Ferrailage des poutres	149
V.3.1 Introduction	149
V.3.2 Combinaisons d'actions	151
V.3.3 Recommandation RPA2003	151
V.3.3 Calcule ferrailage	151
V.4 Ferrailage des voiles	163
V.4.1 Introduction	163
V.4.2 Règles communes	163
V.4.3 Armatures verticales	164
V.4.3 Armatures horizontales	172
<i>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</i>	
VI. Etude des fondations	175
VI .1 Introduction	175
VI.2 Différents types de fondations	175
VI.3 Choix du type des fondations	175
VI.4 Caractéristique de sol	176
VI.5 Vérification des semelles	176

Sommaire

VI.5.1 Vérification des semelles isolées	176
VI .5 Vérification des semelles filantes	177
VI.6 semelle filante sous poteau	179
VI.3.3.1 Libage	181
VI.7 Libage	181
VI.8 semelle filante sous voile	185
VI.9 Longrine	188
VI.9.1 Introduction	188
VI.9.2 pré dimensionnement	188
VI.9.3 Sollicitations	188
VI.9.4 Ferrailage	189
VI.9 La dalle flottante	190
VI.9.1 Introduction	190
VI.9.2. Mise en œuvre	190
VI.9.2.1 Préparation du sol :	190
VI.9.2.2 Mise en place de terre pleine:	190
VI.9.3 Exécution de dallage	191

Liste des tableau

Tableaux	Titre	Page
<i>Chapitre I: présentation du projet</i>		
I.1	Les caractéristiques géométriques du bâtiment	3
I.2	Résultat pour le dosage par m ³	3
I.3	Résistance caractéristique en compression f_{cj} .	4
I.4	les valeurs de θ	6
I.5	Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé	7
I.6	Contraintes limites de traction des aciers	9
<i>Chapitre II: pré-dimensionnement et descente de charge</i>		
II.1	Dimension de l'escalier	20
II.2	Charges et surcharges du plancher de la terrasse accessible	22
II.3	Charges et surcharges du plancher d'étage courant.	23
II.4	Surcharges de RDC et étage courant	23
II.5	Charge du mur	24
II.6	Charges et surcharges du balcon de la terrasse	24
II.7	Charges et surcharges du balcon d'étage courant	25
II.8	Charges et surcharges de la paillasse	26
II.9	Charges et surcharges du palier	26
II.10	Résumé des charges et surcharges	26

List des tableau

II.11	Descente de charge du poteau intermédiaire (2.B)	29
II.12	Descente de charge du poteau de rivé (1.B)	33
II.13	Descente de charge de voile	37
<i>Chapitre III : Ferrailage des Eléments Secondaires</i>		
III.1.	Résultats des moments et les efforts tranchants a l'ELU (étage de bureaux)	46
III.2	Tableau des moments à l'ELS (étage de bureaux)	47
III.3	Résultats des moments et les efforts tranchants a l'ELU (étage courant)	48 48
III.4	Tableau des moments à l'ELS (étage courant)	49
III.5	Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU (terrasse)	50
III.6	Tableau des moments à l'ELS (terrasse)	50
III.7	Récapitulatif des moments et les efforts tranchants	52
III.8	Calcul des sections d'armatures des poutrelles (étage de bureaux)	53
III.9	Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (étage 1)	53
III.10	Ferrailage des poutrelles (étage 1)	55
III.11	Calcul des sections d'armatures des poutrelles (étage courant)	55
III.12	Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (étage courant)	55
III.13	Ferrailage des poutrelles (étage courant)	57
III.14	Ferrailage de plancher terrasse	57

List des tableau

III.15	Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (terrasse)	57
III.16	Ferraillage des poutrelles (terrasse)	58
III.17	Calcul des sollicitations d'étage courant	69
III.18	Récapitulatif les moments et les efforts tranchants	69
III.19	Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (terrasse)	70
III.20	Ferraillage de balcon (étage courant)	71
III.21	Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (étage courant)	71
III.22	Ferraillage longitudinale de balcon (étage courant)	71
III.23	Les charges a l'ELU et l'ELS	74
III.24	Récapitulatif les moments et les efforts tranchants	76
III.25	Ferraillage en travée et en appuis	
<i>Chapitre IV : Etude dynamique</i>		
IV.1	Coefficient dynamique $c_{d.}$	89
IV.2	Définition des catégories de terrain	91
IV.3	Pression dynamique de vent q_{dyn}	92
IV.4	Résume des résultats de c_{pe} (sens-Y)	93
IV.5	Résume les résultats de c_{pe} (sens X)	94
IV.6	Coefficients des pressions extérieures sur les toitures plates	95
IV.7	Coefficient de pression de vent avec $c_{pi}=0.8$	96
IV.8	Coefficient de pression de vent avec $c_{pi}=-0.5$	97

List des tableau

IV.9	La pression de vent avec $cp_i = 0.8$ (sens X)	98
IV.10	La pression de vent avec $cp_i = -0.5$ (sens X)	98
IV.11	La pression de vent avec $cp_i = 0.8$ (sens Y)	99
IV.12	La pression de vent avec $cp_i = -0.5$ (sens Y)	100
IV.13	La pression de vent avec $cp_i = 0.8$ (toiture)	101
IV.14	La pression de vent avec $cp_i = -0.5$ (toiture)	102
IV.15	La pression de vent avec $cp_i = 0.8$ (toiture)	103
IV.16	La pression de vent avec $cp_i = -0.5$ (toiture)	104
IV.17	La force résultante (sens X)	105
IV.18	La force résultante (sens Y)	109
IV.19	Coefficients d'accélération de zone	112
IV.20	valeurs de T_1 et T_2	113
IV.21	Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel	113
IV.22	Valeurs des pénalités P_q	115
IV.23	périodes et facteurs de participation modaux	117
IV.24	périodes et facteurs de participation modaux (Première proposition)	118
IV.25	périodes et facteurs de participation modaux(choix final)	120
IV.26	L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente	123
IV.27	L'effort tranchant à la base donnée par robot	123
IV.28	Les résultats des forces sismiques	123

List des tableau

IV.29	Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité	124
IV.30	Les efforts réduits sur les poteau (Sens longitudinal)	125
IV.31	Les efforts réduits sur les poteau (Sens transversal)	126
IV.32	Les efforts réduits sur les voiles	127
IV.33	Déplacements absolus pour Sens longitudinal	128
IV.34	Déplacements absolus pour Sens transversal	129
IV.35	Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal	130
IV.36	Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal	130
IV.37	Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)	131
IV.38	Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(y)	131
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux		
V.1	caractéristique mécaniques des matériaux.	134
V.2	Effort et moments sur le poteau (50×50) pour déférente combinaison.	137
V.3	Récapitulatif Les armatures totales.	143
V.4	Choix des barres du ferrailage de poteaux.	147
V.5	Ferrailage en travée.	152
V.6	Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$	152
V.7	Ferrailage en appuis	152
V.8	Ferrailage en travée et en appuis (poutre principale)	154

List des tableau

V.9	Ferraillage en travée (poutre secondaire).	158
V.10	Les armatures longitudinales dans les poutres.	158
V.11	Ferraillage en appuis	158
V.12	Les armatures longitudinales dans les poutres	161
V.13	Efforts appliqué sur les voiles	164
<i>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</i>		
VI.1	l'effort normal avec portique plus sollicité	178
VI.2	Tableau récapitulatif des résultats	182
VI.3	Ferraillage longitudinal du libage	182
VI.4	Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée	188

LISTE DES FIGURES

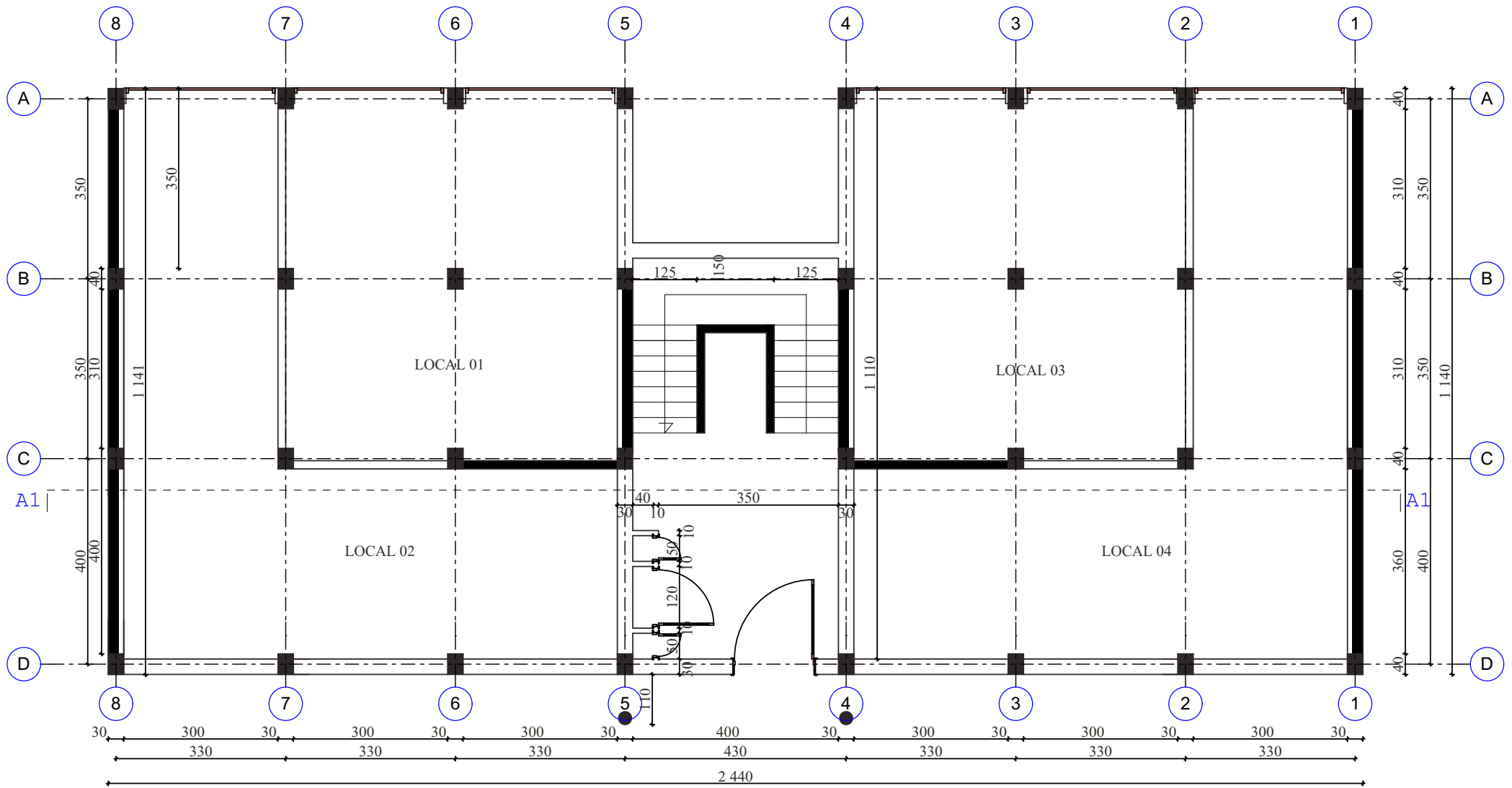
Figure	Titre	
<i>Chapitre I: présentation du projet</i>		
I.1	Vue en plan et en élévation du bâtiment étudié.	2
I.2	les modules de déformation (instantanée et différée).	5
I.3	Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).	6
I.4	diagramme conventionnel Déformation-contrainte d'acier.	8
<i>Chapitre II: pré-dimensionnement et descente de charge</i>		
II.1	Dessin d'un plancher en corps creux.	13
II.2	Schéma des poutrelles	13
II.3	pré dimensionnement des poutres principales.	14
II.4	pré dimensionnement des poutres secondaires.	15
II.5	coffrage des poteaux	15
II.6	pré dimensionnement des poteaux.	16
II.7	Coupe de voile en élévation.	17
II.8	dimension de l'acrotère	
II.9	schéma statique de l'escalier..	19
II.10	schéma de l'escalier.	20

II.11	pré dimensionnement de poutre palière.	21
II.12	plancher terrasse accessible	22
II.13	plancher étage courant	23
II.14	murs extérieurs à double cloison.	24
II.15	descente des charges sur le poteau central. (2.B).	28
II.16	schéma du poteau intermédiaire (2.B)	32
II.18	schéma de voile	37
<i>Chapitre III : Ferrailage des Eléments Secondaires</i>		
III.1.	Corps Creux	41
III.2	plancher.	41
III.3	Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU (étage de bureaux).	46
III.4	Ferrailage des poutrelles (étage de bureaux).	60
III.5	Ferrailage des poutrelles (terrasse et étage courant).	60
III.6	Dimensionnement et diagramme des forces internes de l'acrotère.	62
III.7	section de calcul de l'acrotère.	64
III.8	Schéma de ferrailage de l'acrotère	66
III.9	Schéma statique des charges de balcon.	67
III.10	Diagramme des forces internes	68

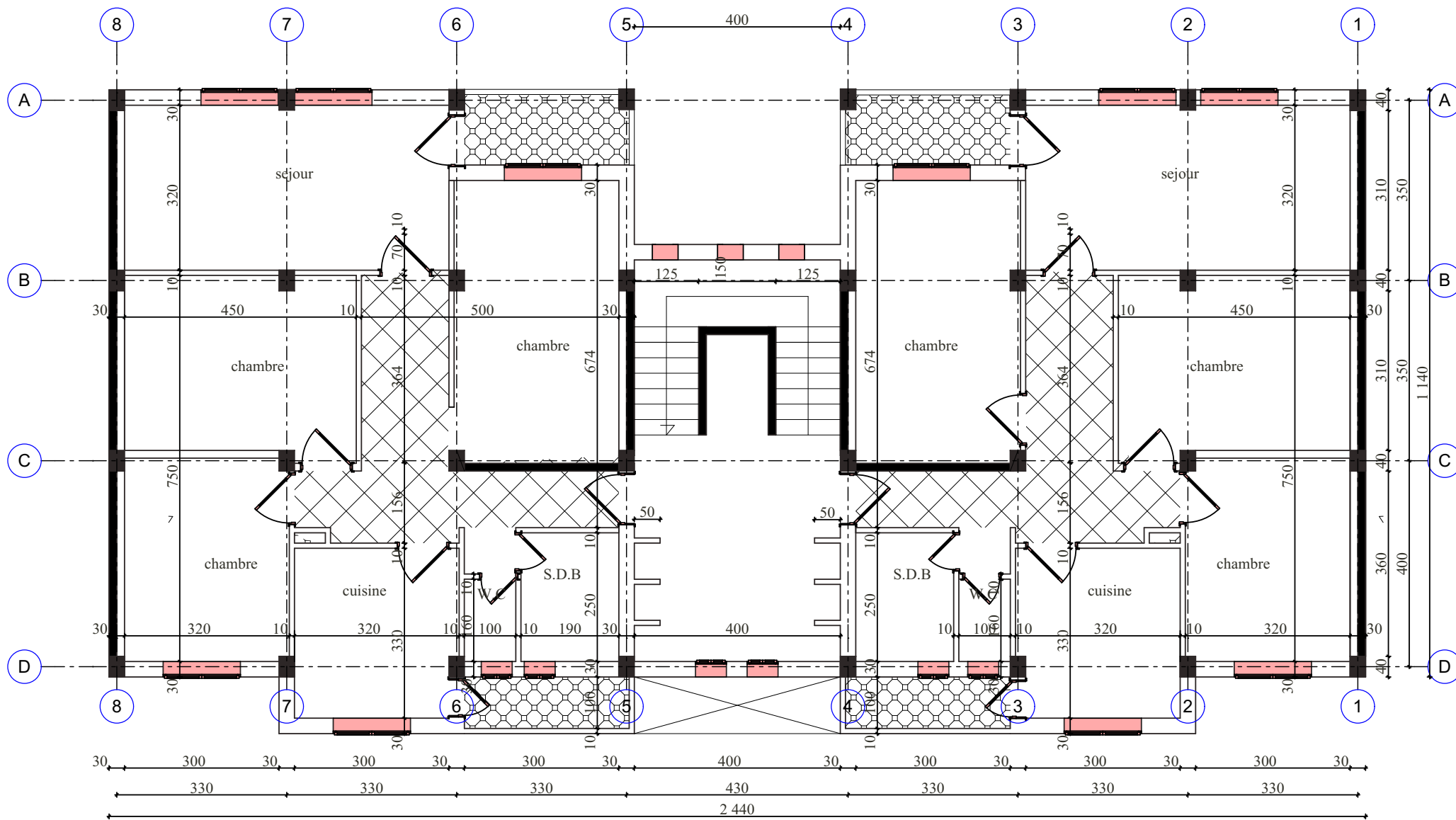
III.11	Ferraillage du balcon cas d'étage courant.	73
III.12	Ferraillage du balcon de la terrasse	73
III.13	schéma de charge équivalent sur l'escalier	75
III.14	Schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier (ELU).	76
III.15	Schéma des moments de l'escalier (ELS).	76
III.16	Schéma de ferraillage de l'escalier.	80
III.17	Le schéma statique de la poutre palière	80
III.18	Schéma de ferraillage de la poutre palière.	85
Chapitre IV : Etude dynamique		
IV.1	Répartition de la pression dynamique	90
IV.2	Vue en élévation et vue en plan Cas ou $d > e$ sens-Y	93
IV.3	Schéma de cp_e (sens-Y).	93
IV.4	Vue en élévation et vue en plan Cas ou $d < e$ (sens X).	94
IV.5	Schéma de cpe (sens X).	94
IV.6	Légende pour les toitures plates	95
IV.7	Coefficients des pressions extérieures sur les toitures plates	96
IV.8	structure sans voile	116
IV.9	Choix initial de la disposition des voiles	117
IV.10	Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan ($T_1=0.55s$)	118
IV.11	Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. ($T_1=0.25 s$)	119

IV.12	Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. ($T_1=0.20s$)	119
IV.13	Choix final de la disposition des voiles.	120
IV.14	Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan ($T_1=0.53s$)	121
IV.15	Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. ($T_1=0.53 s$)	121
IV.16	Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. ($T_1=0.37s$).	122
<i>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</i>		
V.1	Zone nodale	135
V.2	section d'un poteau.	114
V.3	Ferrailage poteau (50×50).	148
V.4	section de poutre principale.	151
V.5	section de poutre secondaire.	162
V.6	Schéma de ferrailage des poutres principales.	162
V.7	Schéma de ferrailage des poutres secondaires.	
V.8	disposition des voiles dans notre structure	164
V.9	Diagramme des contraintes	170
V.10	Schéma de ferrailage des voiles	173
<i>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</i>		
VI.1	schéma de la semelle isolée	176
VI.2	schéma d'une semelle filante	177
VI.3	Ferrailage du libage	185

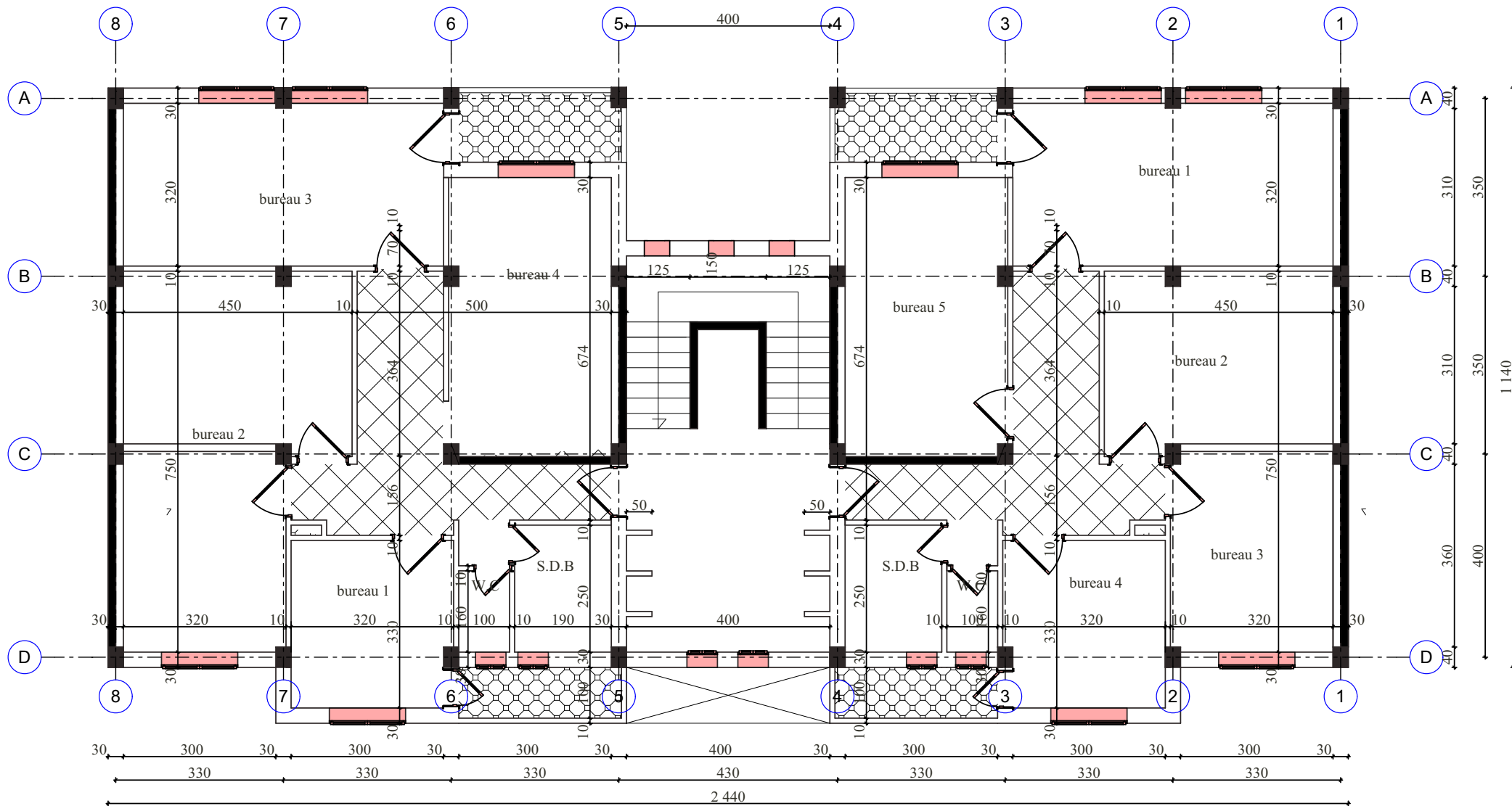
VI.4	disposition des voiles dans notre structure.	185
VI.5	Ferraillage de longrine	189



PLAN R.D.C



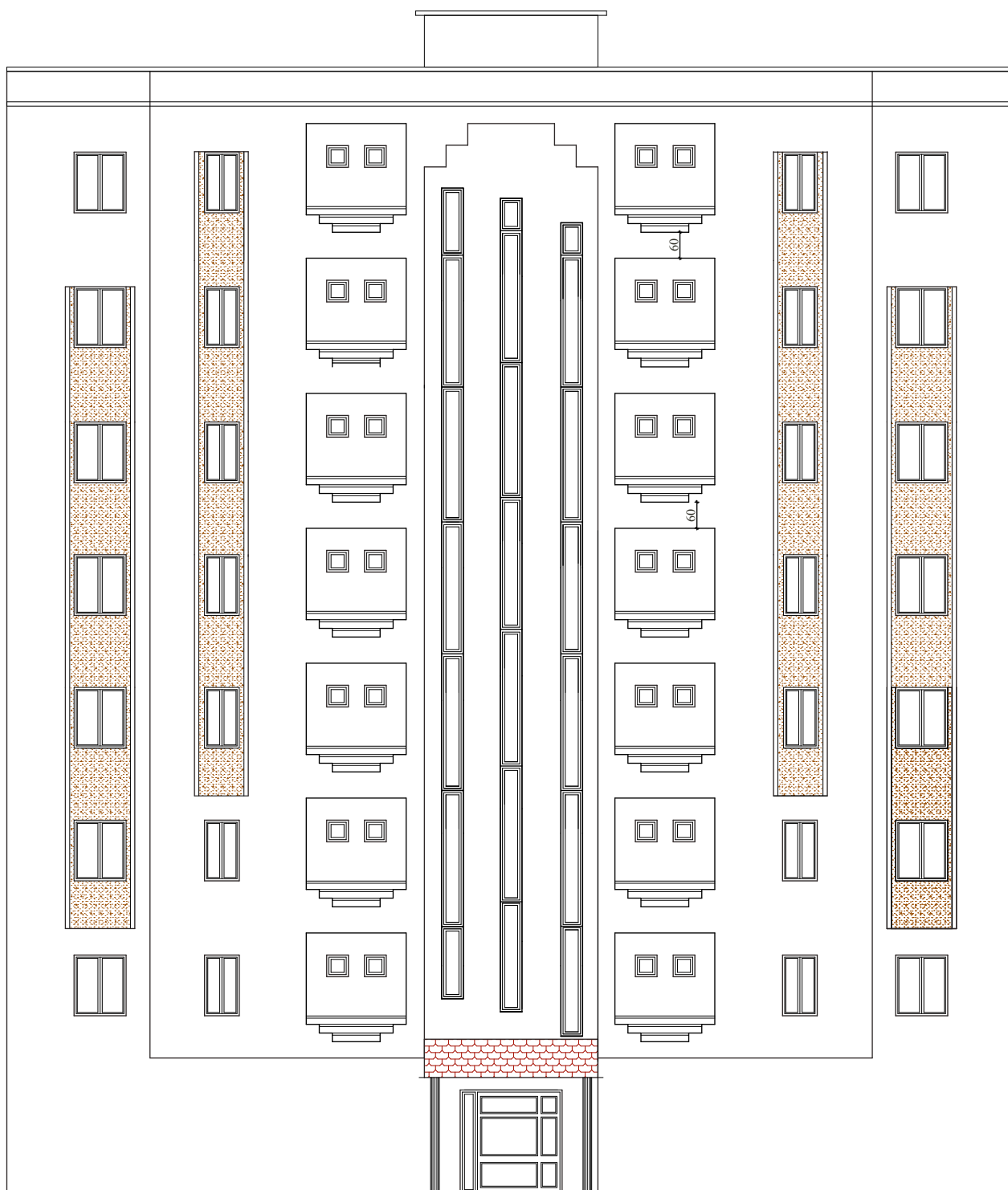
PLAN ETAGE COURANT



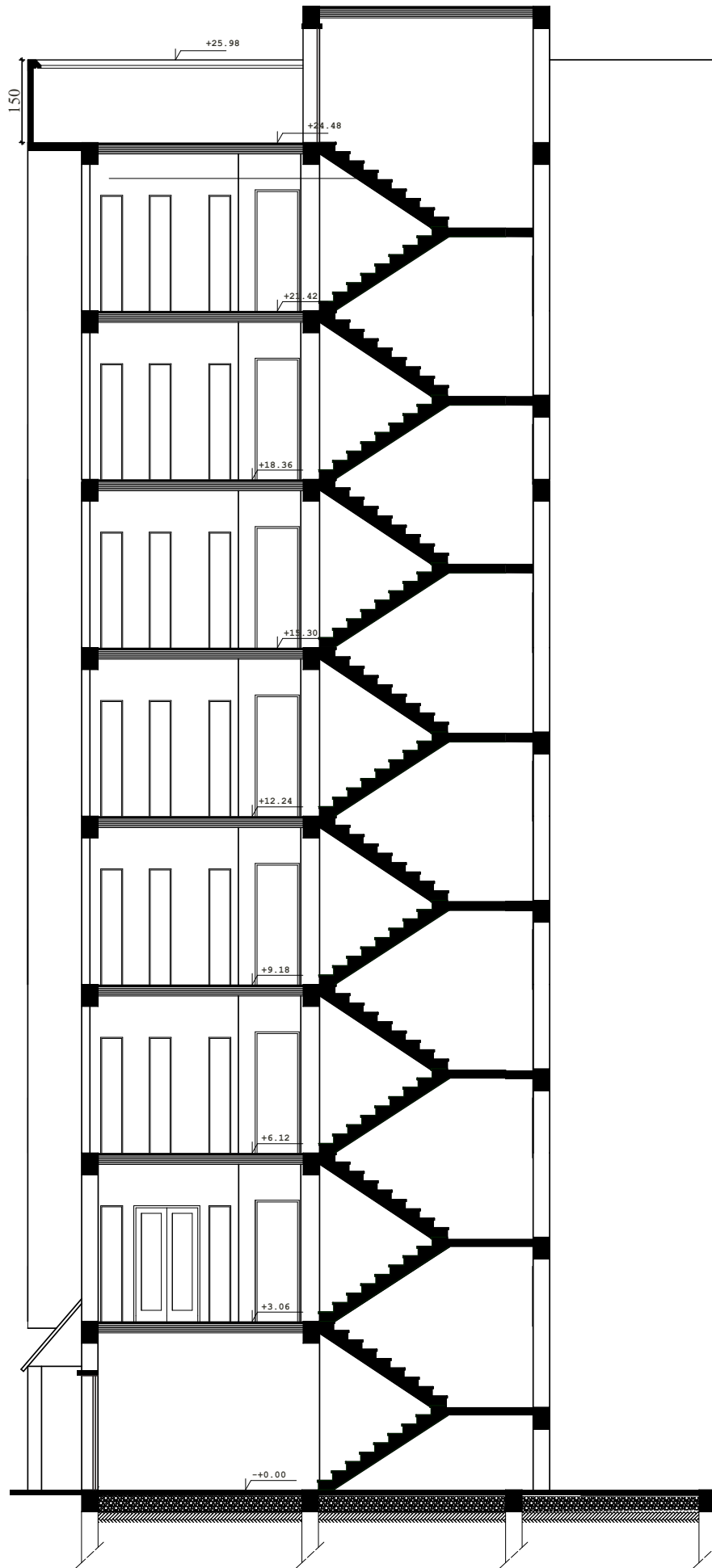
PLAN ETAGE COURANT



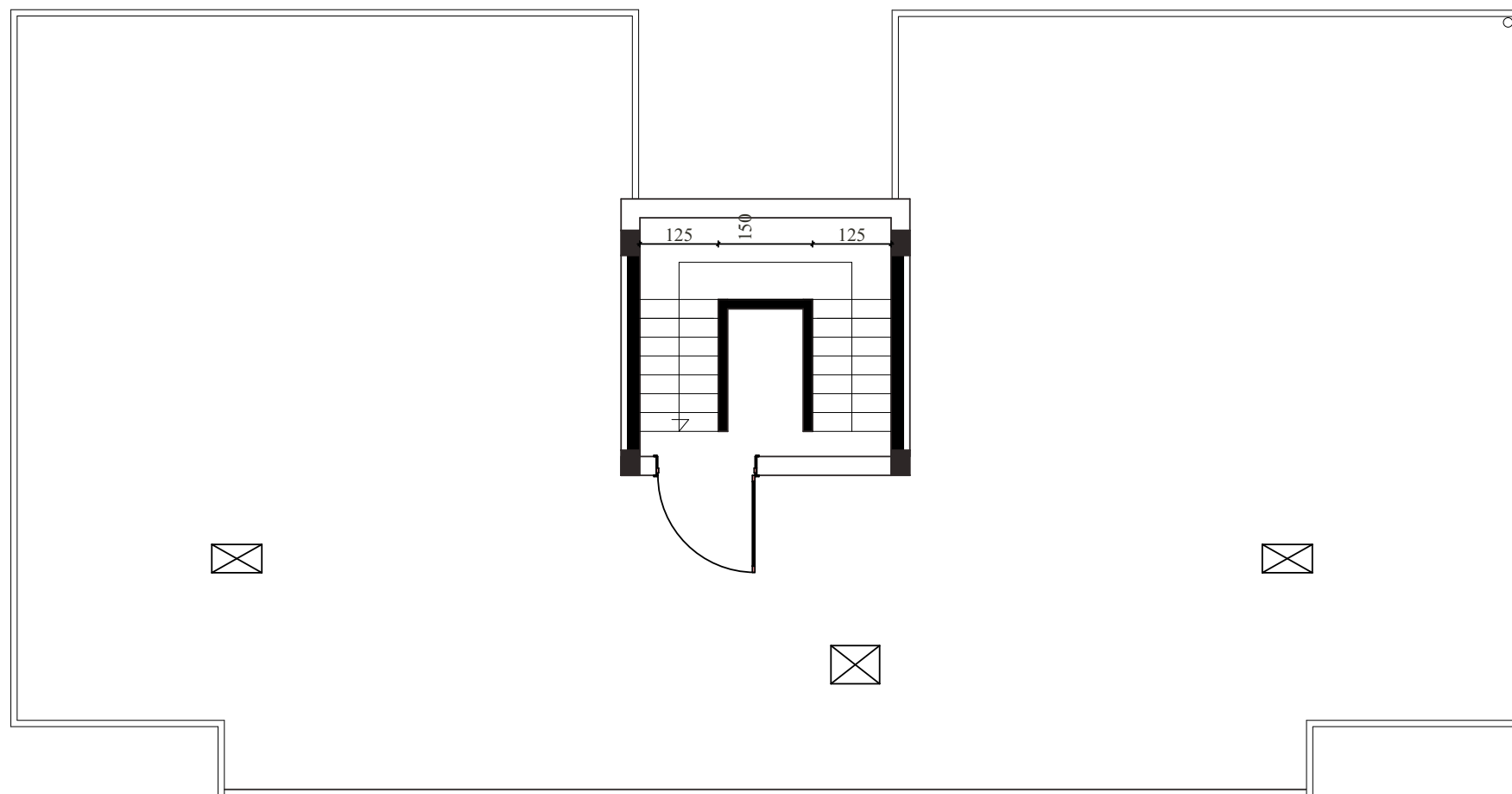
FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A



PLAN TERRASSE

I. Présentation du projet

I.1. Introduction

Ce projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (**R+7**) à usage multiple.

- RDC : boutique
- 1^{er} étage : administration

Les autres niveaux sont à usage d'habitation, avec un système de contreventement mixte (voile + portiques).

Le bâtiment sera implanté à **BOUMERDES** classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) comme une zone de fort séismicité (**zone III**). Avec un groupe d'usage 2.

I.2. Description de l'ouvrage

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un rez-de-chaussée et 7 étages à hauteurs identiques.

Les étages ne sont pas identiques, ils sont conçus comme suit :

- RDC : boutique
- 1^{er} étage : administration
- Les autres étages d'habitation.

I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment

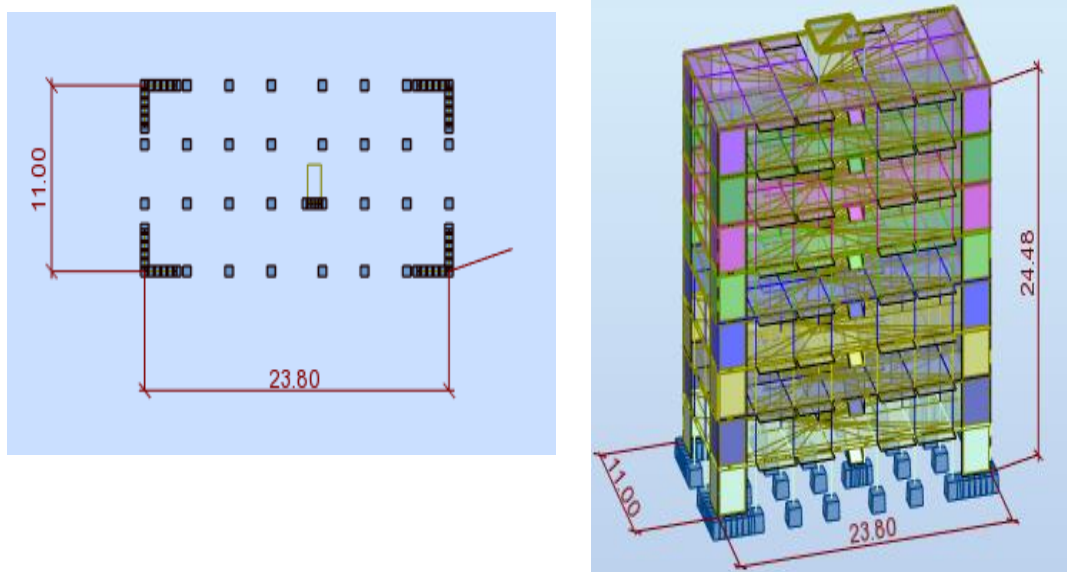


Figure I.1: Vue en plan et en élévation du bâtiment étudié.

Tableau I.1: Les caractéristiques géométriques du bâtiment.

Dimensions	(m)
Largeur totale du bâtiment (entre axe)	11
Longueur totale du bâtiment (entre axe)	23.8
Hauteur du RDC	3.06
Hauteur d'étage	3.06
Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)	24.48

-La circulation en élévation est assurée par un escalier et ascenseur.

-Les cloisons et les murs extérieurs sont en briques creuses.

-Terrasse accessible avec un mur en béton armé de 150 cm de hauteur.

I.4. caractéristique des matériaux

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

$$\{ \text{Béton Armé} = \text{Béton} + \text{acier} \}$$

I.4.1.Béton

Le béton est constitué par un mélange en proportions définies des composants suivants :

- Granulats naturels ou artificiels (Sable, Gravier, Gravillons).
- Liant normalisés : Ciment artificiel.
- Adjuvants éventuels pour augmenter les performances physiques ou mécaniques.
- Eau de mouillage des granulats et hydrations du liant.

Dans ce projet, On accepte le dosage suivant pour 1m^3 du béton.

Tableau I.2: Résultat pour le dosage par m^3 .

Résultat pour le dosage par m^3			
Ciment	Sable($\varnothing \leq 5 \text{ mm}$)	Gravier ($\varnothing \leq 25 \text{ mm}$)	Eau
350 Kg/m^3 .	400 Kg/m^3	800 Kg/m^3	175 L/m^3

I.4.1.1 Caractéristique du béton

A-Résistance caractéristique en compression f_{cj} : BEAL Art.A.2.1.11 p: 10

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvette cylindrique ($\phi = 16$, $h = 32$ cm).

Les résistances à « j » jours des bétons, non traités thermiquement peuvent être évoluées par les formules approchées des tableaux suivants :

Tableau I.3: Résistance caractéristique en compression f_{cj} .

f_{cj}	$f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$	f_{cj}	$40 \text{ Mpa} < f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$
$j < 28$	$\frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28}$	$j \leq 28$	$\frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28}$
$j \geq 28$	$1,10 \cdot f_{c28}$	$28 < j < 60$	Béton à haute résistance voir BAEL A.2.1, 11

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs que $f_{cj}=f_{c28}$ Dans notre projet:

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

B. Résistance caractéristique à la traction f_{tj} : BEAL91 (art.A.2.1.12) page 11

Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$F_{tj}=0.6+0.06f_{cj}$$

Donc, on a : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ $f_{tj}=0.6+0.06 f_{c28}=2.1 \text{ MPa}$

C. Déformation du béton :BAEL91 (art.A.2.1,2) page 12

➤ Déformation longitudinale :

On distingue :

- **Le module de déformation instantanée** (durée d'application des charges < 24heures)(symbole E_{ij})

$$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$\Rightarrow (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Le module de déformation différée** (longue durée d'application) (symbole E_{vj})

$$E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$\Rightarrow (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

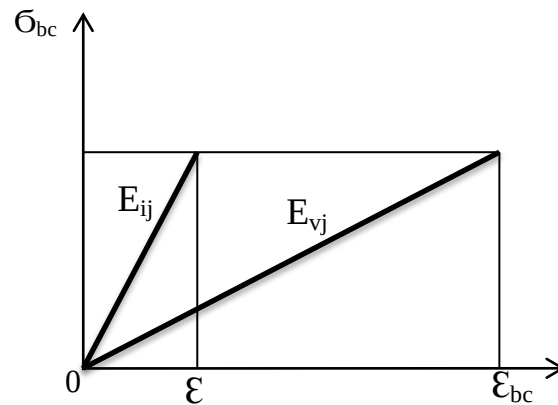


Figure I.2: Les modules de déformation (instantanée et différée).

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée

➤ **Coefficient de poisson : BAEL91 Art.A.2.1,3 p:13**

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec: ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale

$\nu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

D. contraintes limite :

selon le **BAEL** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **ELU**.
- Etat limite de service **ELS**.

D.1 Etat limite ultime (E.L.U) :

➤ **Contrainte ultime de compression : BAEL91 (art.A.4.3.41) page 24**

Elle est définie par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

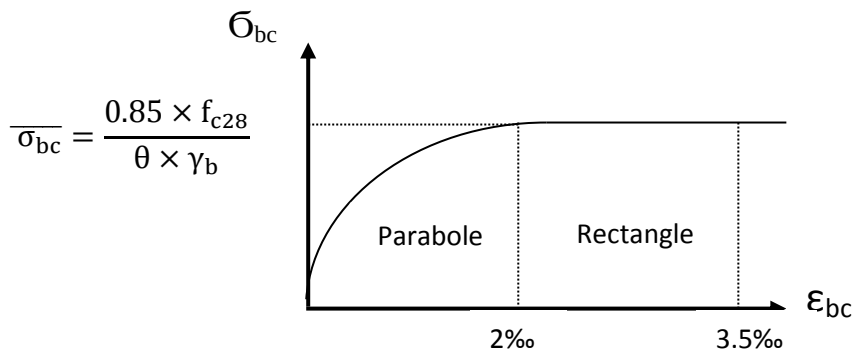
Tableau I.4: Les valeurs de θ .

θ	Durée d'application
0.85	Si durée < 1 h
0.9	$1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h}$
1	> 24 h

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{(Combinaisons accidentelles)} \\ 1.5 & \text{(les autres cas)} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 18.50 \text{ MPa} & : \text{action accidentelles} \\ 14.2 \text{ MPa} & : \text{action courantes} \end{cases}$$

0.85 : coefficient réducteur

**Figure I.3:** Diagramme de déformation-contraainte du béton (BAEL).

➤ **Contrainte ultime de cisaillement : BAEL91 Art.A.5.1.21 p : 34**

Dans le cas où les armatures transversales sont droites de 90° alors

✓ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$$

✓ **Fissuration peu préjudiciable**

$$\tau_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime v_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u = effort tranchant ultime de calcul

Avec **b** : largeur de la pièce.

d : hauteur de la pièce.

I.4.2 Acier: BAEL91 Art.A.2.2 p :13

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Tableau I.5: Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé.

Type	Désignation	fe [MPa]
Ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400
	FeE500	500
Fils tréfiles HA et treillis soudés HA	FeTE500	500
	TSHA	
Treillis soudés lisses	TSL	500

I.4.2.1 Contrainte limite

- **Diagramme déformation – Contrainte : BAEL 91 (Art.A.2.2.2)** Les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données, en fonction des déformations ε_s de l'acier par le diagramme ci - dessous

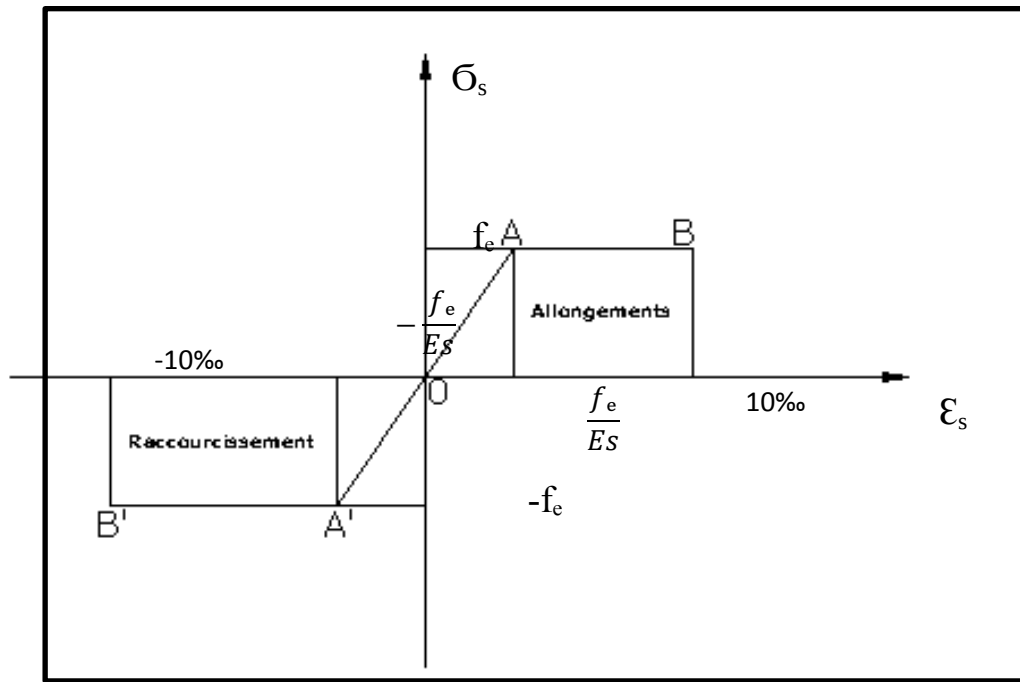


Figure I.4: Diagramme conventionnel Déformation-contrainte d'acier.

➤ Cas de la traction

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur élaboration.

-Droit OA => domaine élastique

- Coordonnées du point A $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = \frac{f_e}{E_s} \\ \sigma_s = f_e \end{array} \right.$

-Droit AB => domaine plastique

- Horizontal AB d'ordonnée : $\sigma_s = f_e$
- La position du point B correspond à une allongement 10‰

➤ Cas de la compression

Le diagramme correspondant est symétrique à celui de la traction par rapport à O

Les notations utilisées sont les suivantes :

f_e : limite élastique de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1$ Situations accidentelles

$\gamma_s = 1.15$ Les autres cas

- E_s : module d'élasticité de l'acier.

- $E_s = 200\,000$ MPa

- l'allongement maximal de l'acier est limité à 10‰.

Tableau I.6: Contraintes limites de traction des aciers.

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction en Mpa
Fissuration peu préjudiciable	Locaux ouverts et clos non soumis à condensations	$\bar{\sigma}_s \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration : η $\eta=1$ pour R.L $\eta=1,6$ pour H.A de $\phi \geq 6$ mm $\eta=1,3$ pour H.A de $\phi < 6$ mm	$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers $\phi > 8$ mm	$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

I.5. Les actions : BAEL91 Art. A.3.1 p :14

Les actions sont l'ensemble des charges (forces au couples) appliquées la structure, ainsi que les déformations imposées à la construction (variation de température, retrait et tassement des appuis).

Les actions sont classées en 3 catégories :

I.5.1 Les actions permanentes (G)

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, tel que le poids propre de la structure (poteaux, poutre, dalles, murs).

I.5.2 Les actions variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps tel que les charges d'exploitation.

I.5.3 Les actions accidentelles (Fa)

Sont la cause des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application (séismes-chocs-explosions).

I.6 sollicitations : BAEL91 Art.A.3.2 p : 19

Les sollicitations sont les éléments de déduction (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une section par une combinaison d'action douées

Dans ce qui suit, on désigne par :

- G max l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G min l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q₁ une action variable dite de base.
- Q_i les autres actions variables dites d'accompagnement :
- Ψ_0 , Ψ_1 et Ψ_2 les coefficients définis en A.3.1, 31.

Ψ_0 : Intervient dans les combinaisons fondamentales (état limite ultime) et dans les combinaisons rares (état limite de service).

Ψ_1 : Intervient dans les combinaisons.

Ψ_2 : Intervient dans les combinaisons et pour la vérification de la stabilité de forme.

I.6.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance

- **Combinaison fondamentale** : lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

$\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général.

$\gamma_{Q1} = 1,35$ dans les cas particuliers (température, les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier et les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).

- **Combinaisons accidentelles** :

Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

- F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{11} \cdot Q_1$ valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} \cdot Q_i$ valeur quasi permanente d'une autre action variable.

I.6.2 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

I.7 Combinaisons de calcul : RPA99 (2003)

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.8 les caractéristiques des matériaux utilisés

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj}=10818,865\text{Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij}=32164,19\text{Mpa}$
- Limite d'élasticité de l'acier : $f_e=400\text{Mpa}$
- $\sigma_{bc}= 14.2 \text{ MPa}$ (action courantes)
- $\sigma_{bc}= 18.5 \text{ MPa}$ (action accidentelles)
- $\gamma_b=1.5$ (les autres cas)
- $\gamma_b=1.15$ (Combinaisons accidentelles)
- $\sigma_s=348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s=1.15$
- $\gamma_s=1$ Situations accidentelles
- $\eta=1.6$
- $E_s=200\,000 \text{ MPa}$

II.1 pré dimensionnement des éléments

II.1.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA99/version 2003, BAEL91,83 CBA93 .

II.1.2 Pré-dimensionnement de Plancher

Les planchers ont un rôle important dans la structure, car ils supportent les charges Verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux type de plancher :

- Plancher à corps creux
- Dalle pleine.

On choisit le plancher en corps creux pour les raison suivante :

- Economique
- Facile à réalisé
- Max de la portée est inférieure à 6.5 m

• Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le **BAEL 91 (Art B.6.8, 423. p :190)**.

III.1.2.1 Condition de flèche : BAEL91 Art B.6.8, 424 p : 191.

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à 1/22,5.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (L= 400 cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm}$$

On choisit un plancher h= 16+4

- 16cm : hauteur du corps creux.
- 4cm : hauteur de la dalle de compression.

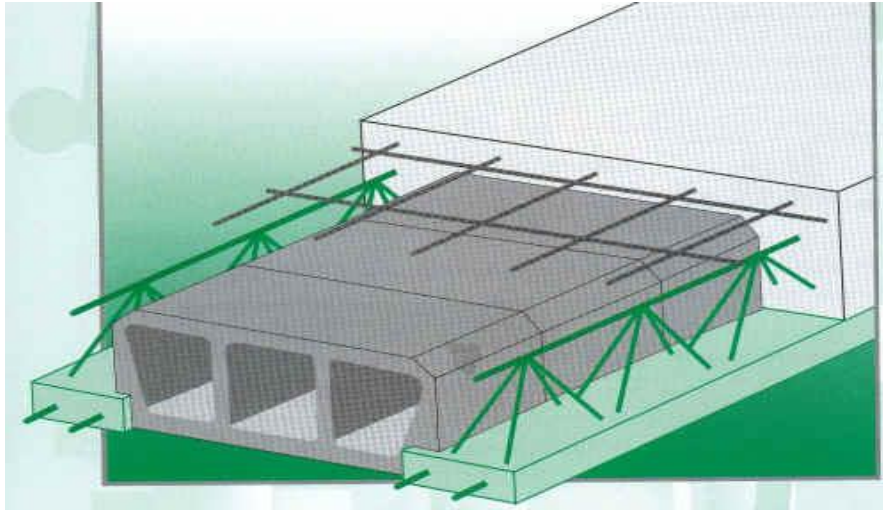


Figure II.1: Dessin d'un plancher en corps creux.

II.1.2.2 les caractéristiques géométriques des poutrelles

Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

L'hourdis choisi est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm

$$b_1 = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} L_n = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure

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

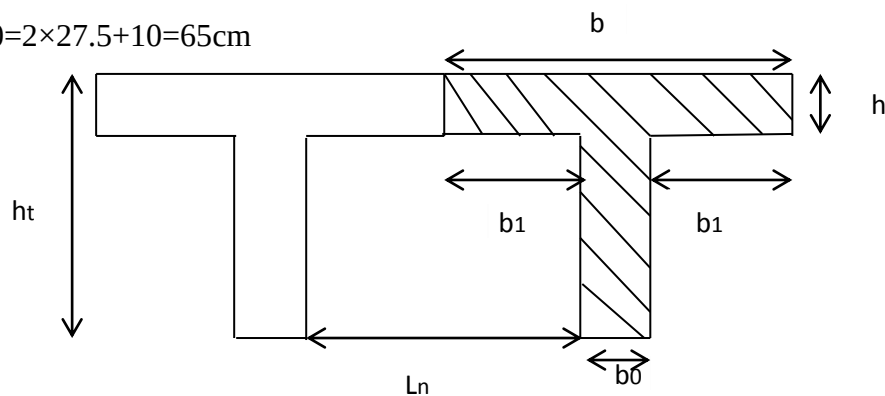


Figure II.2: Schéma des poutrelles.

II.1.3 poutre principale

✓ **Condition de poutre (BAEL 83)**

$$h = \left(\frac{1}{15} : \frac{1}{10} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

$$h = \left(\frac{400}{15} : \frac{400}{10} \right) \Rightarrow h = (26.66 ; 40) \text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{h=40cm.}$$

$$b = (0.3h : 0.6h) \Rightarrow b = (12 : 24) \text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{b=30cm.}$$

✓ **Vérification les conditions de RPA99 version 2003.page 45 :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \quad b \geq 20 \text{ cm} & \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV} \\ \bullet \quad h \geq 30 \text{ cm} & \text{on prend } h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV} \\ \bullet \quad \frac{h}{b} \leq 4 & \longrightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \longrightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc les conditions de RPA et BAEL sont vérifiées on prend une poutre principale **(30×40) cm²**.

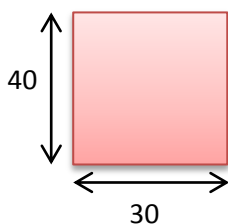


Figure II.3: Pré dimensionnement des poutres principales.

II.1.4 poutre secondaire

✓ **Condition de poutre (BAEL 83)**

$$h = \left(\frac{1}{15} : \frac{1}{10} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

$$h = \left(\frac{400}{15} : \frac{400}{10} \right) \Rightarrow h = (26.66 ; 40) \text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{h=35cm}$$

$$b = (0.3h : 0.6h) \Rightarrow b = (10.5 : 21) \text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{b=30cm}$$

✓ **Vérification les conditions de RPA99 version 2003.page 45 :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \quad b \geq 20 \text{ cm} & \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ \bullet \quad h \geq 30 \text{ cm} & \text{on prend : } h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ \bullet \quad \frac{h}{b} \leq 4 & \longrightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \longrightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc les conditions de RPA et BAEL sont vérifiées on prend une poutre secondaire $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

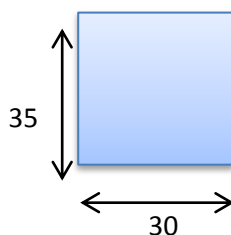


Figure II.4: Pré dimensionnement des poutres secondaires .

II.1.5 poteau

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales et de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettre aux fondations.

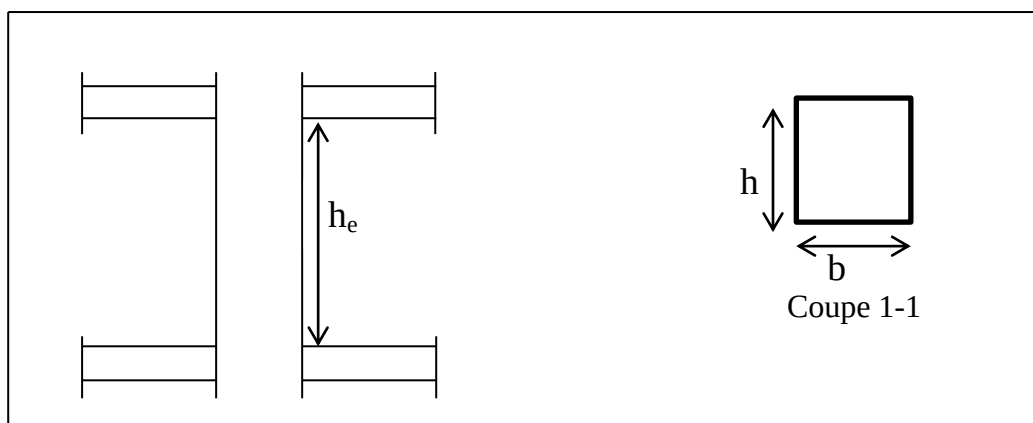


Figure II.5: Coffrage des poteaux

Propose (40×50)

✓ **vérification les règles RPA99(2003) :Art.7.4.1.p:43**

Pour la zone sismique III

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Min } (b_i, h_i) \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Min}(40, 45) \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ \bullet \text{ Min } (b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow \text{Min } (40, 50) \geq \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV} \\ \bullet \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \longrightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{45} < 4 \longrightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc on prend une section de $(40 \times 50) \text{ cm}^2$.

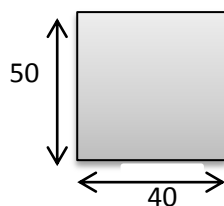


Figure II.6: Pré dimensionnement des poteaux.

Remarque

La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux.

II.1.6 voile

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99 page 48** ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (**séisme et vent**) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondation.

D'après cet article :

- « les éléments satisfaisant la condition ($(L \geq 4e)$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

- **L** : longueur de voile.
- **e** : épaisseur du voile.
- « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des condition de rigidité à l'extrémité comme indiquée à la figures ci-dessous

Dans notre cas :

On a : $h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$

type 01 :  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$

type 02 :  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{306}{22} = 13.91 \text{ cm}$

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

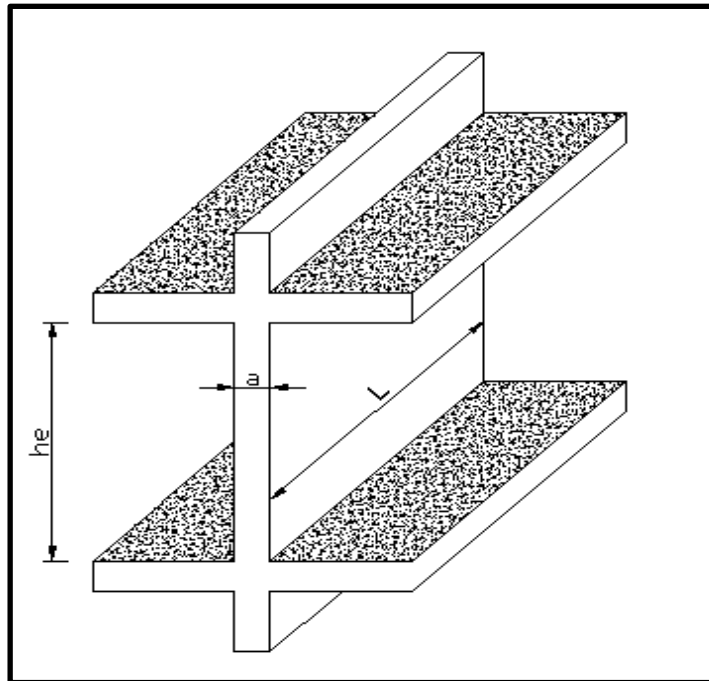


Figure II.7: Coupe de voile en élévation.

II.1.7 Balcon

le balcon est d'une dalle pleine encastré dans les poutres , l'épaisseur est condition par :

$$L = 120 \text{ cm}$$

$$e \geq \left(\frac{1}{15}, \frac{1}{10} \right) L \Rightarrow e \geq \left(\frac{120}{15}, \frac{120}{10} \right) \Rightarrow e \geq (8, 12)$$

On prend $e = 14 \text{ cm}$

II.1.8 l'acrotère

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au supérieur du bâtiment, elle est assimilée on une console encastrée dans le plancher par son poids et charge du à la main courant.

❖ Le rôle de l'acrotère :

- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau.
- ✓ A un aspect esthétique.
- ✓ Protection des personnes.

Pour la terrasse inaccessible on prend **H=150cm**

$$S = 150 \times 10 + \frac{10 \times 3}{2} + 10 \times 7 = 1585 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.1585 \text{ m}^2$$

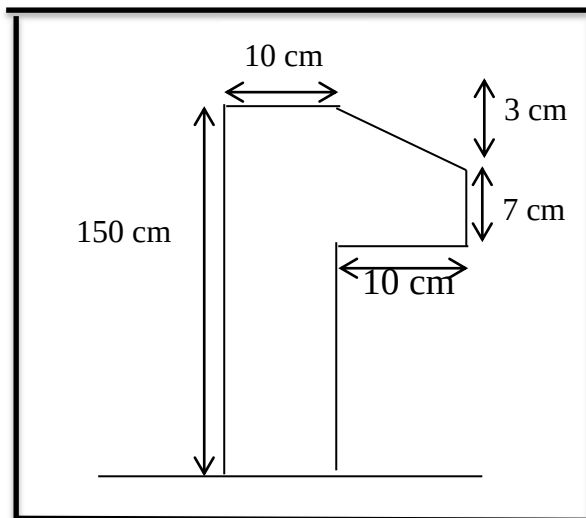


Figure II.8: dimension de l'acrotère

II.1.9 l'escalier : BAEI 83 P : 379

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (**g**) et contre marche (**h**), on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 < (g+2h) < 66$

➤ La marche et la contre marche

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche (giron).

Soit (**n**) le nombre des contres marches , alors (**n-1**) est le nombre des marches

Avec :

n : nombre de contre marches .

n-1 : nombre des marches

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche (giron).

Schéma statique :

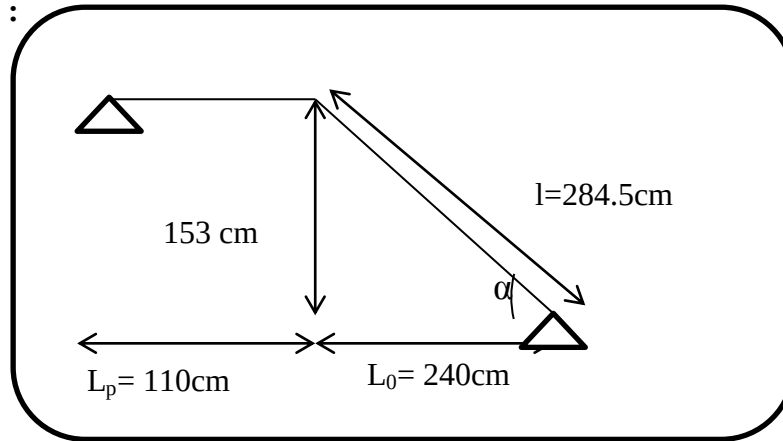


Figure II.9: Schéma statique de l'escalier.

II.1.9.1 La marche et la contre marche

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad g = 30 \text{ cm}$$

$$n \times h = H \rightarrow n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{306}{17} = 18$$

9 marches pour chaque volée.

II.1.9.2 Vérification de la formule de « BLONDEL »

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow \text{CV}$$

L'escalier est confortable

II.1.9.3 La longueur de volée (L) :

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow L = (9-1) \cdot 30 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } 3.5 - 2.4 = 1.10 \text{ m}$$

II.1.9.4 Le mârchement

Donc on utilise 2 paliers

$$E = \frac{360 - (120 + 2(15))}{2} = 125 \Rightarrow E = 125 \text{ cm}$$

II.1.9.5 Inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{\frac{n}{2} \times h}{L} = \frac{\frac{18}{2} \times 17}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.5$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \Rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.5} = 284.5 \Rightarrow l = 284.5 \text{ cm}$$

$$\text{On a} \quad L_t = l + L_p$$

$$L_t = 284.5 + 110 = 394.5 \text{ cm}$$

II.1.9.4 L'épaisseur de la paillasse et palier

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

$$\frac{394.5}{30} \leq e \leq \frac{394.5}{20} \rightarrow 13.15\text{cm} \leq e \leq 19.73\text{cm}$$

On prend **e = 15 cm**

Tableau II.1: Dimension de l'escalier.

L₀(cm)	H(cm)	n	h(cm)	g(cm)	α(°)	l(cm)	e(cm)
240	153	9	17	30	32.5	284.5	15

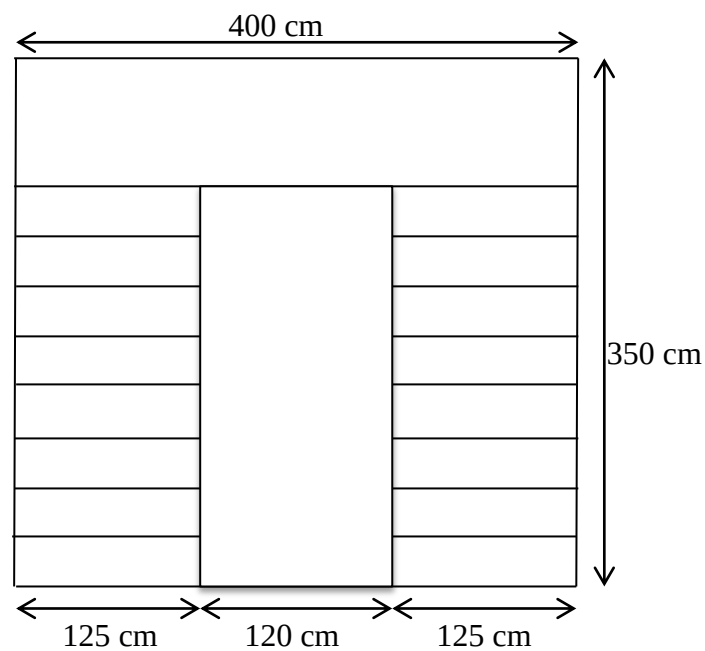


Figure II.10: Schéma de l'escalier.

II.1.10 Poutre palier

II.1.10.1 Dimensionnement

$L_{\max}$: la plus grande portée entre les axes

Condition portée

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \\ b = (0,3 \div 0,6) h \end{array} \right.$$

Telle que **h** : hauteur de poutre.

b : largeur de poutre .

$$\left\{ \begin{array}{l} h = (26.66 \div 40) ; L_{\max} = 35 \text{ m} \\ h = 35 \text{ cm} \end{array} \right. \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes}$$

$$b = (0,3 \div 0,6) h = (10.5 \div 21) = 30 \text{ cm}$$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 > 20 \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \geq 30 \quad \text{C.V}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \quad \text{C.V}$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

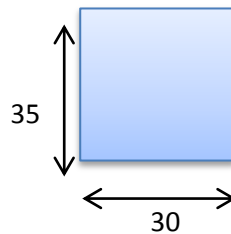


Figure II.11: Pré dimensionnement de la poutre palière.

II.2 Descente de charge

II.2.1 Introduction

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

★ Rôle de descente de charge :

- ❖ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- ❖ Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.2. charge et surcharges

Selon DTR B.C 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.

II.2.2.1. Plancher

• plancher terrasse accessible

1. carrelage
2. Mortier de pose
3. lit de sable
4. Multicouche
5. Isolation thermique
6. Forme de pente
7. Planche corps creux
8. Enduit en plâtre

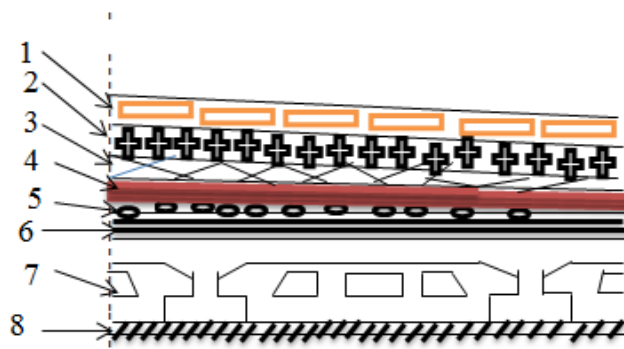


Figure II.12: Plancher terrasse accessible.

Tableau II.2: Charges et surcharges du plancher de la terrasse accessible.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	19	0.38
4	Multicouche	0.02	6	0.12
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Forme de pente	0.01	22	0.22
7	Planche corps creux	16+4	/	2.85
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Q=1.5 KN/m ²				4.73

- **plancher étage courant :**

1. carrelage
2. Mortier de pose
3. lit de sable
4. plancher corps creux
5. Enduit en plâtre

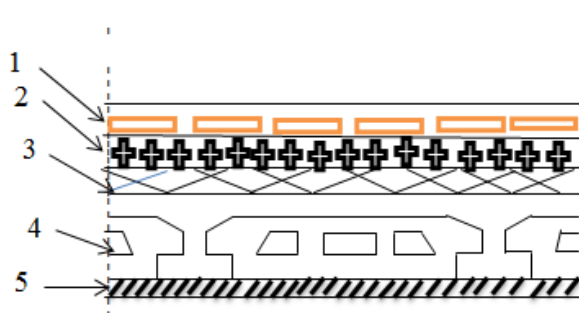


Figure II.13: Plancher étage courant.

Tableau II.3: charges et surcharges du plancher d'étage courant.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	19	0.38
4	Planche corps creux	16+4	/	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons	/	/	1
Q= 1.5KN/m²				5.23

Surcharge d'exploitation :(DTR BC 2.2).

Tableau II.4: Surcharges de RDC et étage courant.

Etage	Usage	Q (KN/m ²)
RDC	Boutique	5
1^{er}	Bureau	2.5
2^{ème} ... 7^{ème}	Habitation	1.5

II.2.2.2 Murs extérieur

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison)

1. Enduit de ciment (2cm)
2. Brique creuse (15 cm)
3. L'ame d'air (5 cm)
4. Brique creuse (10 cm)
5. Enduit en plâtre (1cm)

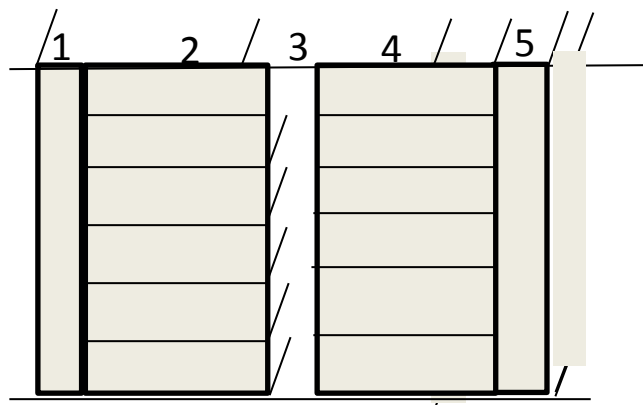


Figure II.14: Murs extérieurs à double cloison.

Tableau II.5: Charge du mur.

N	Matériaux	e (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creux	0.15	/	1.30
3	Brique creux	0.10	/	. 0.90
4	Enduit en plâtre intérieur	0.01	10	0.1
				2.66

II.2.2.3. les Balcon

- Balcon terrasse

Tableau II.6: Charges et surcharges du balcon de la terrasse.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	19	. 0.38
4	Multicouche	0.02	6	0.12
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Forme de pente	0.01	22	0.22
7	dalle plane	0.14	/	3.5
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Surcharge d'exploitation : Q =3.5 KN/m ² BC22.page 20				5.38

- **Balcon étage courant :**

Tableau II.7: Charges et surcharges du balcon d'étage courant.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	19	0.38
4	Dalle pleine	0.14	/	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ BC22.page 20				4.88

II.2.2.4 l'acrotère

Charge permanente :

-Surface de l'acrotère

$$S = 150 \times 10 + \frac{10 \times 3}{2} + 10 \times 7 = 1085 \text{ cm}^2 = 0.1585 \text{ m}^2$$

-Le poids propre

$$G_1 = S \times \gamma_b = 0.1585 \times 25 = 3.963 \text{ KN/m}$$

-Le poids d'enduit en ciment

$$G_2 = (1.5 + 0.1 + 1.4 + 0.07 + 0.104) \times 0.02 \times 20 = 1.270 \text{ KN/m}$$

- **Poids de l'acrotère**

$$G = G_1 + G_2 = 3.963 + 1.270 = 5.233 \text{ KN/ml}$$

Surcharge : (DTR BC 2.2 - A. 7.2.1) page 20

D'après le (D.T.R B.C2.2), On peut tirer Q qui est utilisée notamment dans l'entretien ; pour plancher terrasse accessible ou : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante

$$\left[\begin{array}{l} G = 5.233 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \quad \text{Dans une bonde d'une mètre de largeur}$$

II.2.2.5 L'escalier

- Pour la paillasse

Tableau II.8: Charges et surcharges de la paillasse.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Marche	0.17/2	22	1.87
4	Paillasse	$\frac{0.15}{\cos\alpha}$	25	4.45
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	grande corps (métal léger)	/	/	0.10
Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ BC22.page 20				7.42

- palier

Tableau II.9: Charges et surcharges du palier.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Palier	0.15	25	3.75
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
5	grande corps (métal léger)	/	/	0.10
Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ BC22.page 20				4.85

Tableau II.10: Résumé des charges et surcharges.

	Charge permanent (KN/m ²)	Surcharge (KN/m ²)
Plancher –terrasse	4.51	1.5
Plancher d'étage courant	5.23	1.5
Murs extérieur	2.66	/
Balcon terrasse	5.38	3.5

Balcon étage courant	4.88	3.5
Acrotère	5.23	1

II.2.3 Loi De Dégression : selon le DTR B.C.2.2 page 17

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,
 $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages
 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

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

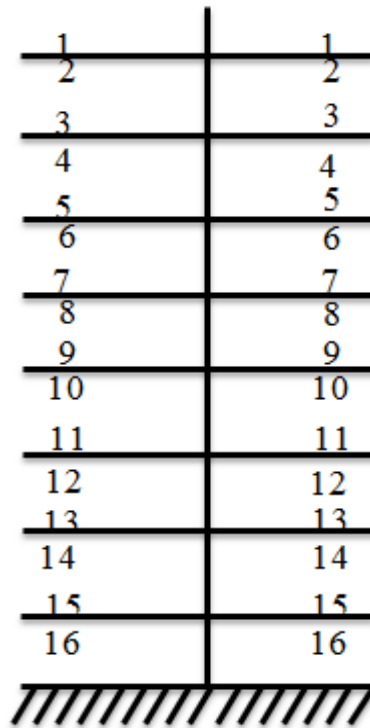


Figure II.15: Descente des charges sur le poteau central. (B.2).

II.2.4 Descente des charges sur le poteau intermédiaire (B.2).

$$S = (1.45+1.45)(1.5+1.75)=9.425 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.2(1.45+1.45)+0.1(1.75+1.5)=0.905 \text{ cm}^2$$

$$S = 9.425+0.905=10.33 \text{ m}$$

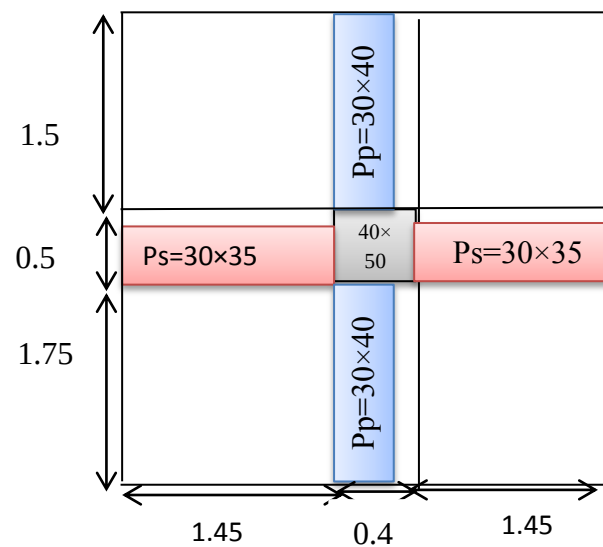


Figure II.16: Schéma du poteau intermédiaire (2.B)

Tableau II.11: Descente de charge du poteau intermédiaire (2.B).

N	Elément	G	Q
N1	Plancher = 10.33	$10.33 \times 4.73 = 48.861$	$10.33 \times 1.5 = 15.495$
	Pp=0.3×0.4(1.75+1.5) =0.39	0.39×25=9.75	0.3×3.25×1.5 =1.463
		0.3×3.25×1.88=1.833	
	Ps=0.3×0.35(1.45+1.45) =0.305	0.305×25=7.625	0.3×2.9×1.5 =1.305
		0.3×2.9×1.88=1.636	
	Poteaux :	$0.4 \times 0.5 \times 1.88 = 0.376$	$0.4 \times 0.5 \times 1.5 = 0.3$
N2	Venant	70.081	18.563
	Poteaux= $0.4 \times 0.5 \times 3.06 = 0.612$	$0.612 \times 25 = 15.3$	
N3	Venant	85.381	18.563
	Plancher = 10.33	$10.33 \times 5.23 = 54.026$	$10.33 \times 1.5 = 15.495$
	Pp=0.3×0.4×3.25=0.39	0.39×25=9.75	0.3×3.25×1.5 =1.463
		0.3×3.25×2.38=2.321	
	Ps=0.3×0.35(1.45+1.45) =0.305	0.305×25=7.625	(0.3-0.1)×1.45×1.5 +(0.3×1.45×1.5 =1.088
		((0.3-0.1)×1.45 +(0.3×1.45))×2.38 =1.726	
N4	Venant	160.829	36.609
	Poteaux = 0.612	15.3	
N5	Venant	176.129	36.609
	Plancher = 10.33	54.026	15.495
	Pp=0.39	9.75	1.463
		2.321	
	Ps=0.305	7.625	1.088
		1.726	
N6	Venant	251.577	$18.563 + 0.95(18.046 + 18.046) = 52.850$
	Poteaux= 0.612	15.3	

N7	Venant	266.877	52.850
	Plancher = 10.33	54.026	15.495
	Pp=0.39	9.75	1.463
		2.321	
	Ps=0.305	7.625	1.088
		1.726	
N8	Venant	342.325	18.563+0.9(3×18.046) = 67.287
	Poteaux =0.612	15.3	
N9	Venant	357.625	67.287
	Plancher = 10.33	54.026	15.495
	Pp=0.39	9.75	1.463
		2.321	
	Ps=0.305	7.625	1.088
		1.726	
N10	Venant	433.073	18.563+0.85(4×18.046) 79.919
	Poteaux= 0.612	15.3	
N11	Venant	448.373	79.919
	Plancher = 10.33	54.026	15.495
	Pp=0.39	9.75	1.463
		2.321	
	Ps=0.305	7.625	1.088
		1.726	
N12	Venant	523.821	18.563+0.8(5×18.046) =108.793
	Poteaux= 0.612	15.3	
N13	Venant	539.121	108.793
	Plancher = 10.33	54.026	15.495
	Pp=0.39	9.75	1.463
		2.321	
	Ps=0.305	7.625	1.088

		1.726	
N14	Venant	614.569	18.563+0.75(6×18.046 =99.77
	Poteaux= 0.612	15.3	
N15	Venant	629.869	99.77
	Plancher = 10.33	54.026	10.33×2.5=25.825
	Pp=0.39	9.75	0.3×3.25×2.5 =2.438
		2.321	
	Ps=0.305	7.625	(0.3-0.1)×1.45×2.5 +(0.3×1.45×2.5 =1.813
		1.726	
N16	Venant	705.317	18.563+0.7(6×18.046+ 30.076)=115.409
	Poteaux= 0.612	15.3	
		720.617	115.409

II.2.5 Vérification de la section de poteau /BAEL91(art.B.8.4.1) page 102

Selon BAEL 91

$$N_{ult} = \alpha \left(\frac{B_r}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = 720.617 \text{ KN}$$

$$Q = 115.409 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times 720.617 + 1.5 \times 115.409$$

$$N_u = 1145.946 \text{ KN} = 1145946 \text{ N}$$

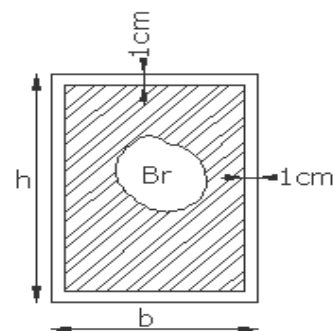
$$B_r = (40-2)(50-2) = 1824 \text{ cm}^2 = 1824 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.9(40 \times 50) / 100 = 18 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Calcul α :

$$B = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2, \quad I_{\min} = 40 \times 50^3 / 12 = 416666.66 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\frac{416666.66}{2000}} = 14.43 \text{ cm}$$



$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{214.2}{14.43} = 14.84$$

$$\lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.84}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$\alpha = 0.82$$

donc :

$$0.82 \left(\frac{1824 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 18 \times 10^2 \frac{400}{1.15} \right) = 3283169.082 \text{ N}$$

$$01139795 \text{ N} < 3283169.082 \text{ N} \dots \text{cv}$$

★ selon RPA99V2003 (Art 7.4.3.1.p: 44)

$$V = N_d / B_c f_{c28} < 0.3 \quad N_d = G + G = 720.617 + 111.308 = 831925 \text{ KN}$$

$$V = 831925 / 400 \times 500 \times 25 = 0.17 < 0.3 \dots \text{cv}$$

II.2.6 Descente des charges sur le poteau de rive (1.B)

$$S = 1.45(1.5 + 1.75) = 4.713 \text{ cm}^2$$

$$S = (0.2 \times 1.45) + (1.5 + 1.75)0.1 = 0.615 \text{ cm}^2$$

$$S = 4.713 + 0.615 = 5.328 \text{ m}^2$$

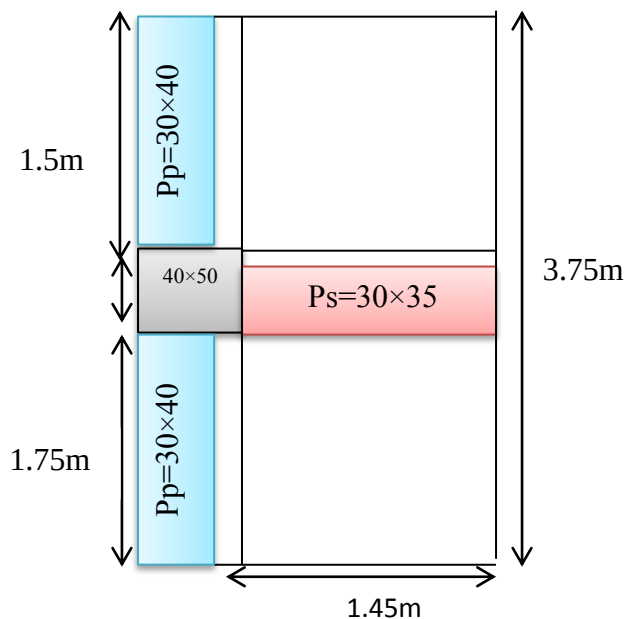


Figure II.17: Schéma du poteau de rive (1.B).

Tableau II.12: Descente de charge du poteau de rivé (1.B).

N	Elément	G	Q
N1	Acrotère =5.233	$5.233 \times 3.75 = 19.624$	
	Plancher = 5.328	$5.328 \times 4.73 = 25.201$	$5.328 \times 1.5 = 7.992$
	Pp=0.3×0.4(1.5+1.75) =0.39	$0.39 \times 25 = 9.75$	$0.3(1.5+1.75) \times 1.5 = 1.463$
		$0.3(1.53+1.78) \times 1.88 = 1.833$	
	Ps=0.3×0.35×1.45 =0.152	$0.152 \times 25 = 3.8$	$0.3 \times 1.45 \times 1.5 = 0.653$
		$0.3 \times 1.45 \times 1.88 = 0.818$	
	Poteaux :	$(0.4-0.1) \times 0.5 \times 1.88 = 0.282$	$(0.4-0.1) \times 0.5 \times 1.5 = 0.225$
N2	Venant	61.308	10.333
	Poteaux=0.4×0.5×3.06 =0.612	$0.612 \times 25 = 15.3$	
	Murs extérieure : (1.75+1.5)(3.06-0.35) =8.808	$8.808 \times 2.66 = 23.43$	
N3	Venant	100.038	10.333
	Plancher = 5.328	$5.328 \times 5.23 = 27.865$	$5.328 \times 1.5 = 7.992$
	Pp=0.3×0.4(1.5+1.75) =0.39	$0.39 \times 25 = 9.75$	0
		$(0.3-0.3) \times (1.5+1.75) \times 2.38 = 0$	
	Ps=0.3×0.35×1.45=0.15 2	$0.152 \times 25 = 3.8$	$0.3 \times 1.45 \times 1.5 = 0.653$
		$0.3 \times 1.45 \times 2.38 = 1.035$	
N4	Venant	142.488	18.978
	Poteaux= 0.4×0.5×3.06=0.612	$0.612 \times 25 = 15.3$	
	Murs extérieure =8.808	$8.808 \times 2.66 = 23.43$	
N5	Venant	181.218	18.978
	Plancher = 5.328	27.865	7.992
	Pp=0.39	9.75	0
		0	
	Ps =0.152	3.8	0.653
		1.035	

N6	Venant	223.668	10.333+0.95(2×8.645) =26.759
	Poteaux=0.612	15.3	
	Murs extérieure=8.808	23.43	
N7	Venant	262.398	26.759
	Plancher = 5.328	27.865	7.992
	Pp= 0.39	9.75	0
		0	
	Ps=0.152	3.8	0.653
		1.035	
N8	Venant	304.848	10.333+0.9(3×8.645) =33.675
	Poteaux= 0.612	15.3	
	Murs extérieure= 8.808	23.43	
	Venant	343.578	33.675
	Plancher = 5.328	27.865	7.992
N9	Pp= 0.39	9.75	0
		0	
	Ps= 0.152	3.8	0.653
		1.035	
N10	Venant	386.028	10.333+0.85(4×8.645) =39.726
	Poteaux=0.612	15.3	
	Murs extérieure=8.808	23.43	
N11	Venant	424.758	39.726
	Plancher = 5.328	27.865	7.992
	Pp= 0.39	9.75	0
		0	
	Ps= 0.152	3.8	0.653
		1.035	
N12	Venant	467.208	10.333+0.8(5×8.645) = 44.913
	Poteaux= 0.612	15.3	
	Murs extérieure=8.808	23.43	
	Venant	505.938	44.913
	Plancher = 5.328	27.865	7.992

N13	Pp=039	9.75	0
		0	
	Ps=0.152	3.8	0.653
		1.035	
N14	Venant	548.388	10.333+0.75(6×8.645) =49.236
	Poteaux = 0.612	15.3	
	Murs extérieure=8.808	23.43	
N15	Venant	587.118	49.236
	Plancher = 5.328	27.865	5.328 ×2.5=13.32
	Pp= 0.39	9.75	0
		0	
	Ps= 0.152	3.8	1.088
		1.035	
N16	Venant	629.568	10.333+0.7(6×8.645+ 14.408) = 56.728
	Poteaux=0.612	15.3	
	Murs extérieure=8.808	23.43	
		668.298	56.728

II.2.7 Vérification de la section de poteau BAEL91 (art.B.8.4.1)

Selon BAEL 91page 102

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$N_{ult} = \alpha \left(\frac{B_r}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = 668.298 \text{ KN} \quad Q = 56.728 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times 668.298 + 1.5 \times 56.728$$

$$N_u = 987.294 \text{ KN} = 987294 \text{ N}$$

$$B_r = (40-2)(50-2) = 1824 \text{ cm}^2 = 1824 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.9(40 \times 50) / 100 = 18 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

calcul α :

$$B=40 \times 50=2000 \text{ cm}^2, \quad I_{\min}=40 \times 50^3/12=416666.66 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\frac{416666.66}{2000}} = 14.43 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 306 = \mathbf{214.2 \text{ cm}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{214.2}{14.43} = 14.84$$

$$\lambda \leq 50$$

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

$$\alpha = \mathbf{0.82}$$

Donc :

$$0.82 \left(\frac{1824 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 18 \times 10^2 \frac{400}{1.15} \right) = 3283169.082 \text{ N}$$

$$986864 \text{ N} < 3283169.082 \text{ N} \dots \text{cv}$$

★ selon RPA99V2003

$$V = N_d / B_c f_{c28} < 0.3 \quad N_d = G + G = 668.298 + 56.441 = 724.739 \text{ KN}$$

$$V = 727739 / 400 \times 500 \times 25 = 0.15 < 0.3 \dots \text{cv}$$

II.2.8 Descente des charges sur voile sans ouvertures(DC).

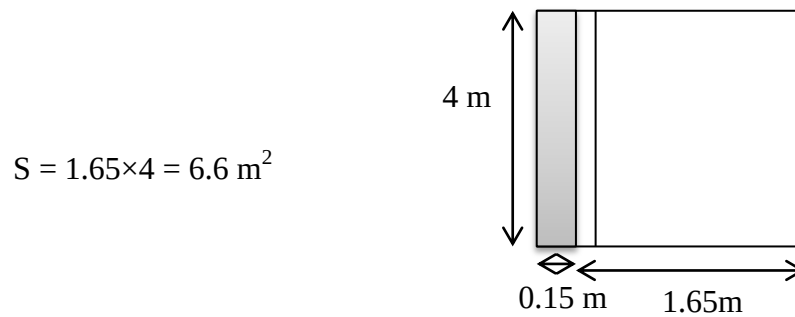


Figure II.18: Schéma de voile.

Tableau II.13: Descente de charge de voile.

N	Elément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher = 6.6	$6.6 \times 4.73 = 31.218$	$6.6 \times 1.5 = 9.9$
	$P_p = 0.3 \times 0.4 \times 4 = 0.48$	$0.48 \times 25 = 12$	$(0.3 - 0.1) \times 4 \times 1.5 = 1.2$
		$(0.3 - 0.1) \times 4 \times 1.88 = 1.504$	
	Acrotère = 5.233	$5.233 \times 4 = 20.932$	
N2	Venant	65.654	11.1
	Voile : $0.15 \times 4 \times 2.66 = 1.596$	$1.596 \times 25 = 39.9$	
N3	Venant	105.55	11.1
	Plancher : 6.6	$6.6 \times 5.23 = 34.518$	$6.6 \times 1.5 = 9.9$
	$P_p = 0.3 \times 0.4 \times 4 = 0.48$	$0.48 \times 25 = 12$	$(0.3 - 0.15) \times 4 \times 1.5 = 0.9$
		$(0.3 - 0.15) \times 4 \times 2.38 = 0.428$	
N4	Venant	152.496	21.9
	Voile : $0.15 \times 4 \times 2.66 = 1.596$	$1.596 \times 25 = 39.9$	
N5	Venant	192.396	21.9
	Plancher : 6.6	34.518	9.9

	Pp=0.48	12	0.9
		0.428	
			11.1+0.95(2×10.8) =31.62
N6	Venant	239.342	31.62
	Voile = 1.596	39.9	
N7	Venant	279.242	31.62
	Plancher : 6.6	34.518	9.9
	Pp=0.48	12	0.9
		0.428	
			11.1+0.9(3×10.8) =40.26
N8	Venant	326.188	40.26
	Voile = 1.596	39.9	
N9	Venant	366.088	40.26
	Plancher : 6.6	34.518	9.9
	Pp=0.48	12	0.9
		0.428	
			11.1+0.85(4×10.8) = 47.82
N10	Venant	413.034	47.82
	Voile = 1.596	39.9	
N11	Venant	452.934	47.82
	Plancher : 6.6	34.518	9.9
		12	0.9
		0.428	
			11.1+0.8(5×10.8) =54.3
N12	Venant	499.88	54.3
	Voile = 1.596	39.9	
N13	Venant	539.78	54.3
	Plancher : 6.6	34.518	9.9

	Pp=0.48	12	0.9
		0.428	
			11.1+0.75(6×10.8) = 5.4
N14	Venant	586.726	59.7
	Voile = 1.596	39.9	
N15	Venant	626.626	113.7
	Plancher : 6.6	34.518	6.6×2.5 =16.5
	Pp=0.48	12	(0.3-0.15)×3.5×2.5 =1.5
		0.428	
			11.1+0.7(6×10.8+18) =69.06
N16	Venant	673.572	69.06
	Voile = 1.596	39.9	
		713.472	69.06

II.2.9 Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que : $\frac{Pu}{A} \leq f_{c28}$

$$Pu = 1.35 (706.099) + 1.5 (69.06) = 1056.824 \text{ KN}$$

$$Pu = 1056.824 \text{ KN}$$

$$A = 150 \times 4000 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Pu}{A} = \frac{1056824}{600000} = 1.76 \leq 25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiées, alors pas de modification de section.

I.1 Plancher à corps creux

III.1.1 Introduction

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et la largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur.

III.1.1.1 Fonction nécessaires de plancher

- Isolation thermique
- Isolation acoustique
- Rigidité aux déformations
- Résistance mécanique
- Etanchéité

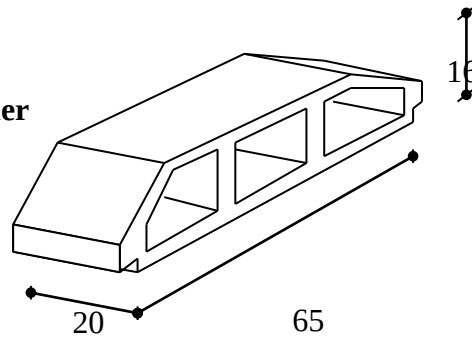


Figure III.1: Corps Creux.

III.1.2 Conception des planchers

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles coulées sur place), et par des éléments de remplissage (**corps creux**) de dimensions **(16x20x65) cm³**, avec une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

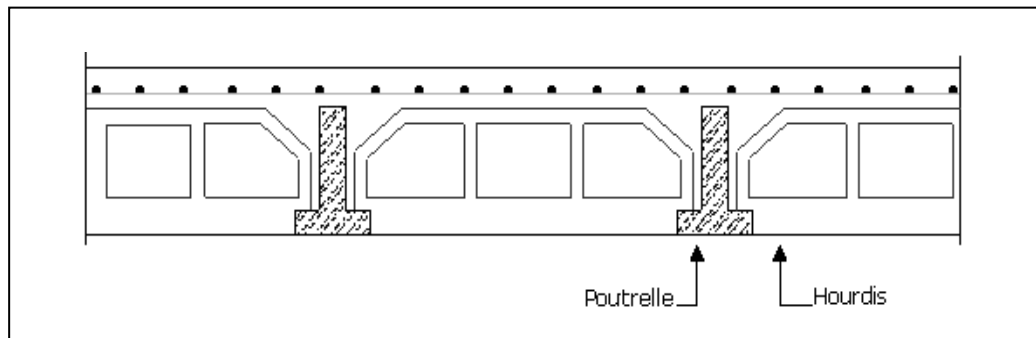


Figure III.2: Plancher.

III.1.3 Méthode de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les méthodes forfaitaire et exacte.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément.

III.1.4 Calcul des poutrelles : BAEL 91 Art B.6.2.210 .p: 83

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées
$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kg.m}^2 \end{array} \right.$$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

III.1.5 Calcul des moments**III.1.5.1 Les moments en appui :**

- $0.2M_0$ pour appui de rive.
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées.
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

III.1.5.2 Les moments en travées :**✚ Travée de rive**

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

✚ Travée intermédiaire

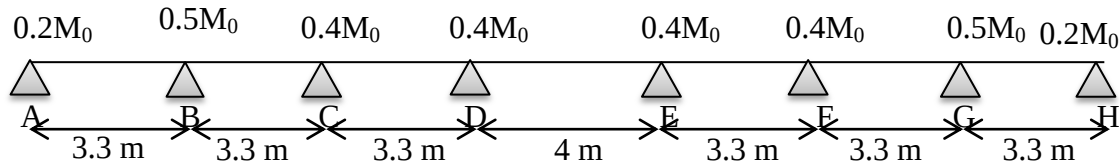
$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

III.1.6 Calcul des sollicitations

Nous avons un 2 type des poutrelles à calculer.

III.1.6.1 Plancher étage de bureaux



A-Condition d'application

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

$$G=5.23 \text{ KN/m}^2$$

- $Q \leq 2G \Rightarrow 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \times 5.23 = 10.46 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
- $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
- Les moments d'inertie (I) constante $\dots\dots\dots \text{CV}$
- $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ On a : $\frac{3.3}{3.3} = 1$ et $\frac{3.3}{4} = 0.83$ et $\frac{4}{3.3} = 1.21 \dots\dots\dots \text{CV}$
- La fissuration n'est pas préjudiciable.

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelle dans le sens longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 5.23} = 0.32$$

B- Les moments en travées :

➤ Travée de rive (travée AB, GH)

$$\text{a. } M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.05 M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0) - \left(\frac{0.2 + 0.5}{2}\right) M_0$$

$$M_T \geq \max(1.05 M_0, 1.096 M_0) - 0.35 M_0$$

$$M_T \geq 0.75 M_0$$

$$\text{b. } M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 0.65 M_0$$

$$\Rightarrow M_T = 0.75 M_0$$

➤ Travée (BC , FG)

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) - \left(\frac{0.5 + 0.4}{2}\right)M_0$$

$$M_T \geq \max(1.05M_0 ; 1.096M_0) - 0.45M_0$$

$$M_T \geq 0.65 M_0$$

$$b. M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 0.55 M_0$$

$$\Rightarrow M_T \geq 0.65 M_0$$

➤ Travée (CD , DE, EF)

$$a. M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \max(1.05 M_0 , (1 + 0.3\alpha) M_0) - \left(\frac{0.4 + 0.4}{2}\right) M_0$$

$$M_T \geq \max(1.05 M_0 , 1.096M_0) - 0.4 M_0$$

$$M_T \geq 0.70 M_0$$

$$b. M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T \geq 0.55 M_0$$

$$\Rightarrow M_T \geq 0.70 M_0$$

C- Les charges appliquées :

✓ ELU

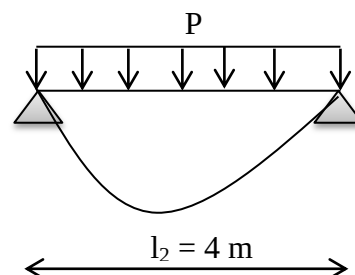
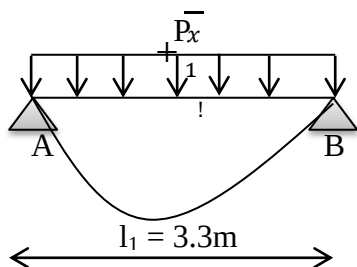
$$P_u = (1.35 G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65$$

$$P_u = 7.03 \text{ KN/ml}$$

⊗ Le moment isostatique.

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$



$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0EF} = M_{0FG} = M_{0GH} = M_{0I}$$

$$M_{01} = \frac{7.03 \times 3.3^2}{8} = 9.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.03 \times 4^2}{8} = 14.06 \text{ KN.m}$$

☼ **Les moments sur appuis**

$$M_A = M_H = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 9.57 = 1.914 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 9.57 = 4.785 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = 0.4 M_{01} = 0.4 \times 9.57 = 3.828 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0.4 M_{02} = 0.4 \times 14.06 = 5.624 \text{ KN.m}$$

☼ **Les efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{PL}{2} + \frac{M_d - M_d}{l} \quad ; \quad T_d = \frac{PL}{2} + \frac{M_d - M_d}{l}$$

$$\left(\frac{PL}{2}\right)_1 = \frac{7.03 \times 3.3}{2} = -11.60 \text{ KN} \quad ; \quad \left(\frac{PL}{2}\right)_2 = \frac{7.03 \times 4}{2} = 14.06 \text{ KN}$$

✓ **ELS**

$$P_s = (G+Q).E = (5.23+2.5) \times 0.65 = 5.02 \text{ KN.m} \Rightarrow p_s = 5.02 \text{ KN.m}$$

☼ **Le moment isostatique**

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.02 \times 3.3^2}{8} = 6.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.02 \times 4^2}{8} = 10.04 \text{ KN.m}$$

☼ **Les moments sur appuis**

$$M_A = M_H = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 6.83 = 1.366 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 6.83 = 3.415 \text{ KN.m}$$

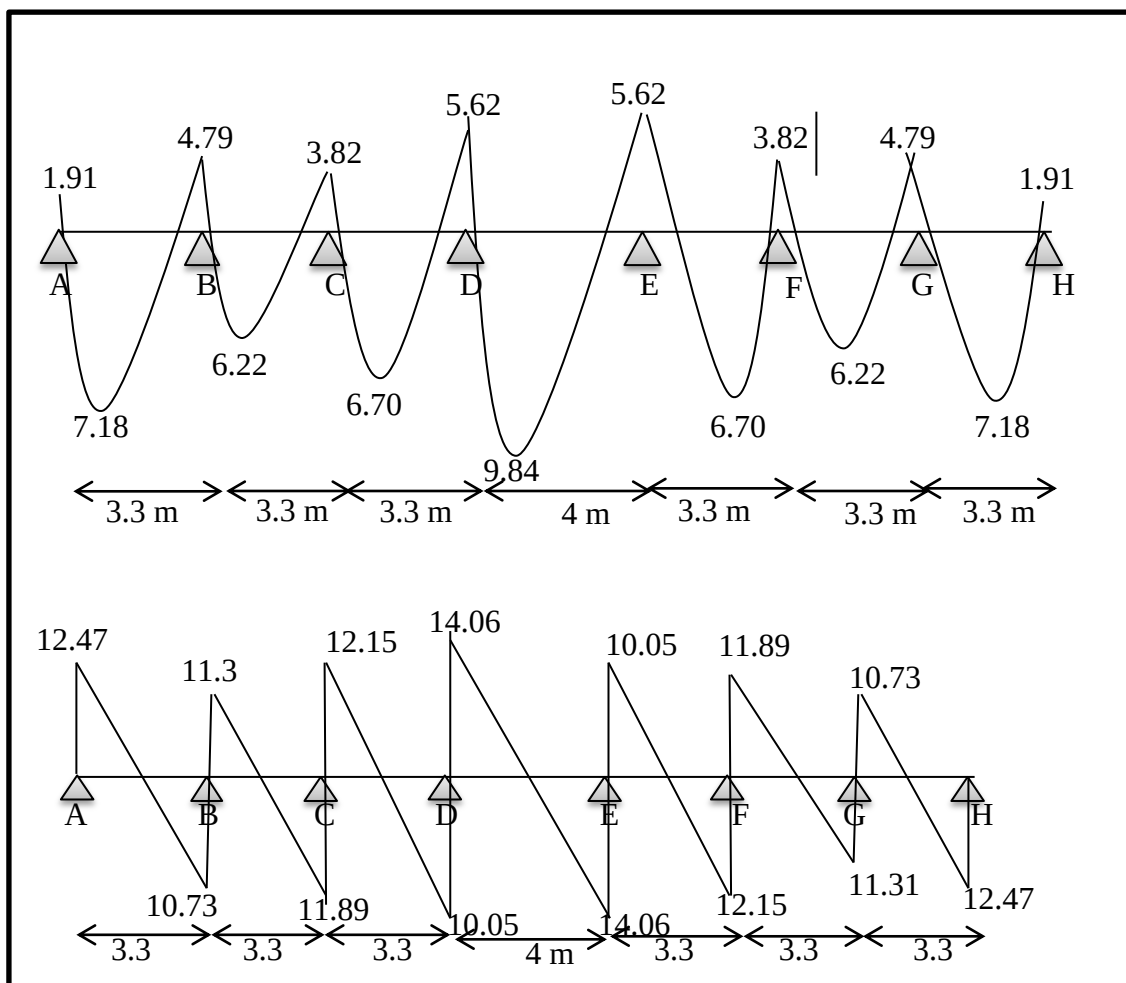
$$M_C = M_F = 0.4 M_{01} = 0.4 \times 6.83 = 2.732 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0.4 M_{02} = 0.4 \times 10.04 = 4.016 \text{ KN.m}$$

✓ ELU

Tableau III.1: Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU (étage de bureaux).

Travée	L (m)	P _u (KN.m)	M ₀ KN.m	M _g KN.m	M _d KN.m	M _t KN.m	T _g (KN)	T _d (KN)
A-B	3.3	7.03	9.57	1.91	4.79	7.18	12.47	10.73
B-C	3.3	7.03	9.57	4.79	3.82	6.22	11.31	11.89
C-D	3.3	7.03	9.57	3.83	5.62	6.70	12.15	11.05
D-E	4	7.03	14.06	5.62	5.62	9.84	14.06	14.06
E-F	3.3	7.03	9.57	5.62	3.82	6.70	10.05	12.15
F-G	3.3	7.03	9.57	3.83	4.79	6.22	11.89	11.31
G-H	3.3	7.03	9.57	4.79	1.91	7.18	10.73	12.47

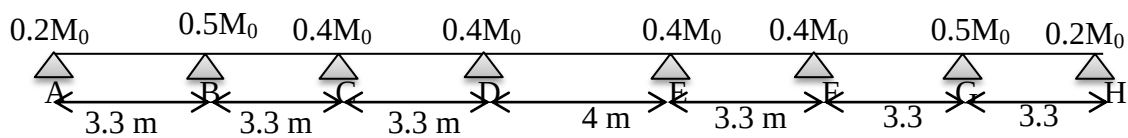
**Figure III.3:** Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU (étage de bureaux).

✓ ELS

Tableau III.2: Tableau des moments à l'ELS (étage de bureaux).

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.3	5.02	6.83	1.37	3.42	5.12
B-C	3.3	5.02	6.83	3.42	2.73	4.44
C-D	3.3	5.02	6.83	2.73	4.02	4.78
D-E	4	5.02	10.04	4.02	4.02	7.03
E-F	3.3	5.02	6.83	4.02	2.73	4.78
F-G	3.3	5.02	6.83	2.73	3.42	4.44
G-H	3.3	5.02	6.83	3.42	137	5.12

III.1.6.2 Plancher étage courant



✓ ELU

$$G = 5.23 \text{ KN.m}^2$$

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

$$P_u = (1.35G + 1.5Q).E = (1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.05 \text{ KN.ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.23} = 0.22$$

⊗ Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{6.05 \times 3.3^2}{8} = 8.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.05 \times 4^2}{8} = 12.1 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{PL}{2}\right)_1 = \frac{6.05 \times 3.3}{2} = 9.98 \text{ KN} \quad ; \quad \left(\frac{PL}{2}\right)_2 = \frac{6.05 \times 4}{2} = 12.1 \text{ KN}$$

Tableau III.3: Résultats des moments et les efforts tranchants a l'ELU (étage courant).

Travée	L (m)	P _u KN.m	M ₀ KN.m	M _g KN.m	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
A-B	3.3	6.05	8.24	1.65	4.12	6.18	10.73	9.23
B-C	3.3	6.05	8.24	4.12	3.30	5.36	9.73	10.23
C-D	3.3	6.05	8.24	3.30	4.84	5.77	10.45	9.51
D-E	4	6.05	12.1	4.84	4.84	8.47	12.1	12.1
E-F	3.3	6.05	8.24	4.84	3.30	5.77	9.51	10.45
F-G	3.3	6.05	8.24	3.30	4.12	5.36	10.23	9.73
G-H	3.3	6.05	8.24	4.12	1.65	6.18	9.23	10.73

✓ ELS

$$P_s = (G+Q).E = (5.23+1.5) \times 0.65 = 4.37 \text{ KN.m}$$

⊗ Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

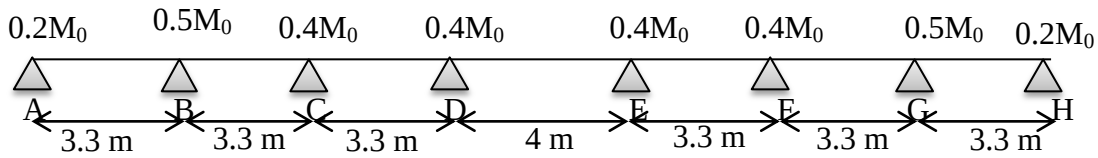
$$M_{01} = \frac{4.37 \times 3.3^2}{8} = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{4.37 \times 4^2}{8} = 8.74 \text{ KN.m}$$

Tableau III.4: Tableau des moments à l'ELS (étage courant).

Travée	L (m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.3	4.37	5.95	1.19	2.98	4.46
B-C	3.3	4.37	5.95	2.98	2.38	3.87
C-D	3.3	4.37	5.95	2.38	3.50	4.17
D-E	4	4.37	8.74	3.50	3.50	6.12
E-F	3.3	4.37	5.95	3.50	2.38	4.17
F-G	3.3	4.37	5.95	2.38	2.98	3.87
G-H	3.3	4.37	5.95	2.98	1.19	4.46

III.1.6.3 Plancher terrasse



✓ ELU

$$G = 4.73 \text{ KN.m}^2$$

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

$$P_u = (1.35G + 1.5Q).E = (1.35 \times 4.73 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.61 \text{ KN.ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 4.73} = 0.24$$

⊗ Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.61 \times 3.3^2}{8} = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.61 \times 4^2}{8} = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{P \times L}{2}\right)_1 = \frac{5.61 \times 3.3}{2} = 9.26 \text{ KN} ; \left(\frac{P \times L}{2}\right)_2 = \frac{5.61 \times 4}{2} = 11.22 \text{ KN}$$

Tableau III.5: Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU (terrasse).

Travée	L (m)	P _u KN.m	M ₀ KN.m	M _g KN.m	M _d KN.m	M _t KN.m	T _g KN	T _d KN
A-B	3.3	5.61	7.64	1.53	3.82	5.73	9.95	8.57
B-C	3.3	5.61	7.64	3.82	3.06	4.97	9.03	9.49
C-D	3.3	5.61	7.64	3.06	4.49	5.35	9.69	8.27
D-E	4	5.61	11.22	4.49	4.49	7.85	11.22	11.22
E-F	3.3	5.61	7.64	4.49	3.06	5.35	8.27	9.69
F-G	3.3	5.61	7.64	3.06	3.82	4.97	9.49	9.03
G-H	3.3	5.61	7.64	3.82	1.53	5.73	8.57	9.95

✓ ELS

$$P_s = (G+Q).E = (4.73+1.5) \times 0.65 = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{4.05 \times 3.3^2}{8} = 5.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{4.05 \times 4^2}{8} = 8.1 \text{ KN.m}$$

Tableau III.6: Tableau des moments à l'ELS (terrasse).

Travée	L (m)	P _u (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.3	4.05	5.51	1.10	2.78	4.13
B-C	3.3	4.05	5.51	2.78	2.20	3.58
C-D	3.3	4.05	5.51	2.20	3.24	3.86
D-E	4	4.05	8.1	3.24	3.24	5.67
E-F	3.3	4.05	5.51	3.24	2.20	3.86
F-G	3.3	4.05	5.51	2.20	2.78	3.58
G-H	3.3	4.05	5.51	2.78	1.10	4.13

Tableau III.7: Récapitulatif des moments et les efforts tranchants.

	M _{amax}	M _{tmax}	T _{max}
Etage 1	5.62	9.84	14.06
Etage 2...7	4.84	8.47	12.1
Terrasse	4.49	7.85	11.22

III.1.7 calcul du ferraillage

On va calculer le ferraillage de la nervure la plus sollicitée pour le plancher de l'étage 1.

III.1.7.1. les armatures longitudinales

a. Plancher étage de bureaux

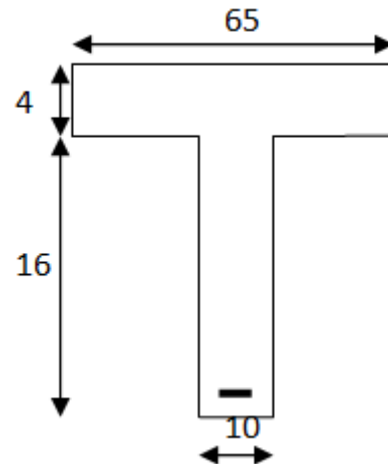
$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm} ; \quad d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$M_{\max}^t = 9.84 \text{ KN.m} ; \quad M_{\max}^a = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 13 \text{ KN}$$



✓ ELU

❖ En travée

Le moment fléchissant (M_{table}) équilibré par la table est :

$$M_{\text{tab}} = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_{\text{tab}} = 14.2 \times 65 \times 4 \left(17 - \frac{4}{2} \right) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_{\max}^t = 9840 \text{ N.m} < M_{\text{tab}} = 55380 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\text{t}}^{\max}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{9840}{14.2 \times 10^6 \times 0.65 \times 0.17^2} = 0.037 < \mu_l = 0.392$$

$$F_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.037 \Rightarrow \alpha = 0.5 \Rightarrow \beta = 0.8$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.037}) \rightarrow \alpha = 0.5$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.5 = 0.8$$

$$\mu = 0.037 \rightarrow \alpha = 0.5 \Rightarrow \beta = 0.8$$

$$A = \frac{M_{\text{t}}^{\max}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{9840}{348 \times 10^6 \times 0.8 \times 0.17} = 0.000208 \text{ m}^2 = 2.08 \text{ cm}^2$$

❖ Sur Appuis :

$$M_a^{\max} = 5620 \text{ N.m} < M_{\text{tab}} = 55380 \text{ N.m}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{5620}{14.2 \times 10^6 \times 0.1 \times 0.17^2} = 0.14 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu=0.12 \rightarrow \alpha = 0.19 \Rightarrow \beta = 0.92$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{5620}{348 \times 10^6 \times 0.92 \times 0.17} = 0.0001 \text{ m}^2 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A = 1 \text{ cm}^2$$

Tableau III.8: Calcul des sections d'armatures des poutrelles (étage de bureaux).

Elément	M ^{max} (N.m)	b (cm)	μ	μ ₁	α	β	A _{calcu} (cm ²)
Appui	5620	10	0.14	0.392	0.19	0.92	1
Travée	9840	65	0.037	0.392	0.5	0.8	1.80

✿ **Condition De Non Fragilité** : BAEL91 (A.4.2,1.p : 22).

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} ; f_{tj} = f_{t(28)} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

❖ **En Travée :**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.33 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur Appuis :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

✿ **Pourcentage Minimal** : BAEL91 (B.6.4.p :85)

❖ **En Travée :**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur Appuis :**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

✓ **E.L.S :** D'après le BAEL83 Page 263

-La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s

-La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Tableau III.9: Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (étage 1).

Elément	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.5	9840	7030	1.40	25	0.45	cv
Sur appui	0.19	5620	4020	1.40	25	0.45	cv

$$A = \max (A_{\text{calcu}} ; A_{\min} ; A'_m)$$

Tableau III.10: Ferraillage des poutrelles (étage 1).

Elément	$A_{\text{calcu}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_m(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	2.08	1.33	1.3	2.08	3HA10= 2.36
Appuis	1	0.21	0.2	1	1 HA12=1.13

❁ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement :** BAEL91 (A.5.1, 21. p : 33)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_{u \max} = 14060 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{14060}{100 \times 170} = 0.83 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites ($\perp$ à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) \text{ fissuration peu nuisible BAEL91 (A.5.1, 211.P : 34).}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 MPa \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33; 5 MPa) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.83 MPa < \overline{\tau_u} = 3.33 MPa \text{ (Vérifié)}$$

⊗ **Diamètres Minimales** Φ_t : [BAEL91 (A.7.2,2) Page 56]

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}, \Phi_l, \frac{b_0}{10} \right)$$

Φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(5.71, 10, 10)$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres Φ_8 d'où :

$$A_t = 2\Phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2 ; \text{ de nuance FeE235}$$

⊗ **Espacement Des Cadres "S_t"** : [BAEL91 (A.5.1, 22. p:34)et (A.5.1, 23.p:35)]

$$1. S_{t1} \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq \min (0.9 \times 17, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq \min (15.3, 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$2. S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm}$$

$$3. S_{t3} \leq \frac{0.9 f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 235 \times 1.01}{10 \times 1.15 (0.76 - 0.3 \times 2.1)} = 142.89 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\rightarrow S_t \leq \min (15.3, 59.34, 142.89) \rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$$

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

☼ **Vérification de la flèche :**BAEL91 (B.8, 424. P : 94)

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad CV$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{400} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 17} = 0.002 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad CV$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{9840}{15 \times 14060} = 0.047 \quad CV$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

b. Plancher étage courant :

✓ E.L.U

Tableau III.11: Calcul des sections d'armatures des poutrelles (étage courant).

Elément	M ^{max} (N.m)	b (cm)	μ	μ _l	α	β	A _{calcu} (cm ²)
Appui	4840	10	0.1	0.392	0.13	0.95	0.86
Travée	8470	65	0.03	0.392	0.04	0.98	1.46

✓ E.L.S

Tableau III.12 : Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (étage courant).

Elément	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	F _{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.04	8470	6120	1.38	25	0.44	cv
Sur appui	0.13	4840	3500	1.38	25	0.44	cv

$$A = \max (A_{calcu} ; A_{min} ; A'_m)$$

$$A = A_{calcu}$$

Tableau III.13:.Ferrailage des poutrelles (étage courant).

Elément	A _{calcu} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' _m (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.46	1.33	1.3	1.46	2HA10= 1.57
Appuis	0.86	0.21	0.2	0.86	1 HA12=1.13

☼ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement** : [BAEL91 (A.5.1, 21) page 33]

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_{u \max} = 12100 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{12100}{100 \times 170} = 0.71 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites ($\perp$ à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible } \mathbf{BAEL91 (A.5.1, 211.P:34)}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

☼ **Diamètres Minimales Φ_t** : [BAEL91 (A.7.2,2) Page 56]

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}, \Phi_l, \frac{b_0}{10} \right)$$

Φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(5.71, 10, 10)$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres Φ_8 d'où :

$$A_t = 2\Phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2 ; \text{ de nuance FeE235}$$

☼ **Espacement Des Cadres " S_t "**: BAEL91 (A.5.1, 22) et (A.5.1, 23.P : 35)

$$1. S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq \min(0.9 \times 17, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq \min(15.3, 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$2. S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm}$$

$$3. St3 \leq \frac{0.9f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 235 \times 1.01}{10 \times 1.15(0.71 - 0.3 \times 2.1)} = 232.19 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\rightarrow S_t \leq \min (15.3, 59.34, 232.19) \rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$$

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

⊗ **Vérification de la flèche:** BAEL91 (B.8, 424. P : 94)

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad CV$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{400} \rightarrow \frac{1.57}{65 \times 17} = 0.0014 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad CV$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{8470}{15 \times 12100} = 0.047 \quad CV$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

c. Plancher terrasse

✓ E.L.U

Tableau III.14: Ferraillage de plancher terrasse.

Elément	$M^{\max}$ (N.m)	b (cm)	μ	μ_1	α	β	$A_{\text{calcu}} (\text{cm}^2)$
Appui	4490	10	0.12	0.392	0.16	0.94	0.80
Travée	7850	65	0.03	0.392	0.04	0.98	1.35

✓ E.L.S

Tableau III.15: Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (terrasse).

Elément	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.04	7850	5670	1.38	25	1.44	cv
Sur appui	0.16	4490	3240	1.39	25	1.45	cv

$$A = \max (A_{\text{calcu}} ; A_{\text{min}} ; A'_m)$$

Tableau III.16: Ferrailage des poutrelles (terrasse).

Elément	$A_{\text{calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A'_m(\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1.35	1.33	1.3	1.35	2HA10= 1.57
Appuis	0.80	0.21	0.2	0.80	1 HA12=1.13

☼ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement** : [BAEL91 (A.5.1, 21.p :33)]

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_{u \max} = 11220 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{11220}{100 \times 170} = 0.66 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites ($\perp$ à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible [BAEL91 (A.5.1, 211)Page 34].}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié)}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1, 31)

-Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$v_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9.d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$.

$$V_u = 14060 \text{ N}$$

$$\frac{0.8 \times 10 \times 15.3 \times 100 \times 25}{1.5 \times 2} = 102000 > 0 \rightarrow v_u = 14060 \text{ N} \quad \text{CV}$$

- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{v_u}{f_e} \rightarrow 1.15 \frac{14060}{400} = 40.42 \text{ mm}^2$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$40.42 \text{ mm}^2 < 226 \text{ mm}^2$$

⊗ **Diamètres Minimales Φ_t** : [BAEL91 (A.7.2,2) Page 56]

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \Phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

Φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(5.71, 10, 10)$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres Φ_8 d'où :

$$A_t = 2\Phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2 ; \text{ de nuance FeE235}$$

⊗ **Espacement Des Cadres " S_t "** : [BAEL91 (A.5.1, 22.p : 34) et (A.5.1, 23.p:35)]

$$1. S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq \min(0.9 \times 17, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} \leq \min(15.3, 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$2. S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm}$$

$$3. S_{t3} \leq \frac{0.9 f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 235 \times 1.01}{10 \times 1.15 (0.66 - 0.3 \times 2.1)} = 619.17 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\rightarrow S_t \leq \min(15.3, 59.34, 619.17) \rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$$

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

⊗ **Vérification de la flèche** : BAEL91 (B.8, 424. P : 94)

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad CV$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{400} \rightarrow \frac{1.57}{65 \times 17} = 0.0014 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad CV$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{8470}{15 \times 12100} = 0.047 \quad CV$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **La dalle mince (Table de compression) :** BAEL91 (B.6.8, 423) page93

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 → $f_e = 500$ Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n = 65$ cm

$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

On adapte $5\emptyset 5 = 0.98$

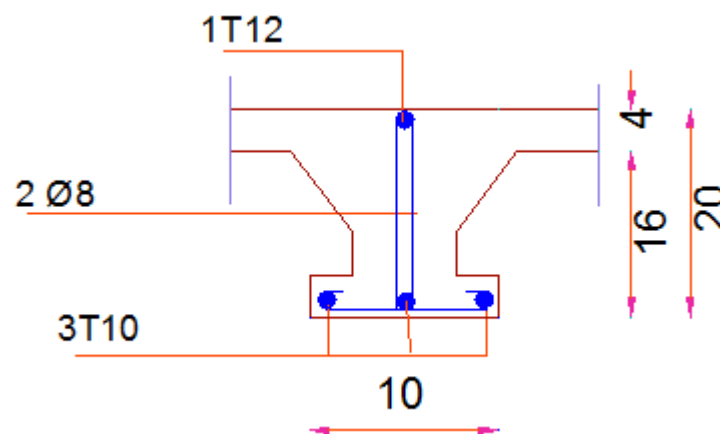


Figure III.4: Ferrailage des poutrelles (étage de bureaux).

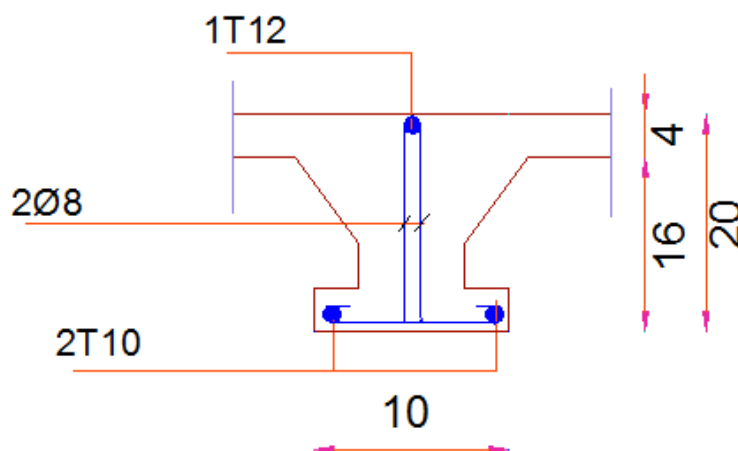


Figure III.5: Ferrailage des poutrelles (terrasse et étage courant)

III.2 L'acrotère

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

III.2.2 Mode de travail

L'acrotère est calculé comme un console, encastrée à sa base plancher terrasse et travaillant à la flexion composée elle est soumise à l'action de :

verticale de son poids propre « G » et l'action horizontale due à la main courante, elle reçoit une charge d'exploitation « Q » .

$$S = 0.1585 \text{ m}^2$$

D'après RPA99/2003 (Art 6.2.3.p : 39)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) .

Pour notre cas : groupe d'usage (2) se trouve dans la zone sismique III

$$\Rightarrow A=0.25$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) voir tableau (6.1) **RPA99. p:39**

$$\Rightarrow C_p= 0.8$$

W_p : Poids de l'élément considéré propre (acrotère).

$$\Rightarrow W_p=5233 \text{ N/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 5233 = 4186.4 \text{ N/ml.}$$

$$\text{D'où : } F_p > Q \Rightarrow F = \max (F_p ; Q) = > F = \max (1000 , 4186.4)=F_p$$

Par conséquent on prend $F = F_p = 4186.4 \text{ N/ml.}$

$$G=5233 \text{ N/ml}$$

$$Q=4186.4 \text{ N/ml}$$

III.2.3 Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.2.4 Dimensionnement

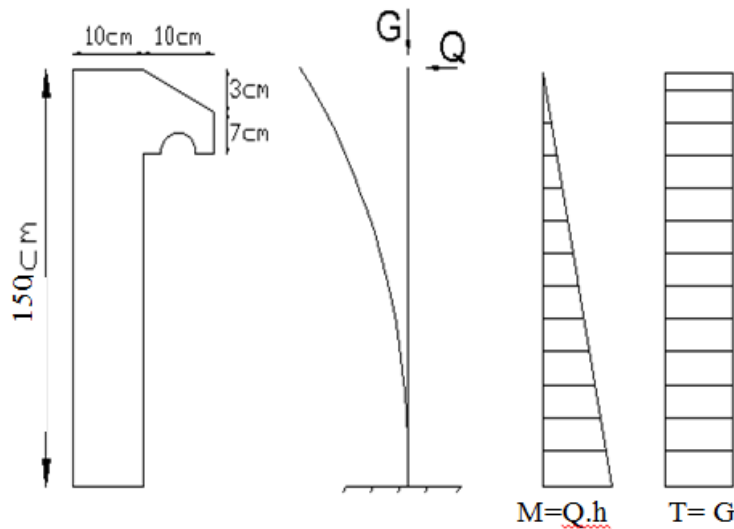


Figure III.6: Dimensionnement et diagramme des forces internes de l'acrotère.

III.2.5 Calcul sollicitation

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$M = q \times h = 4186.4 \times 1.5 = 6279.6 \text{ N.m}$$

$$N_g = g = 5233 \text{ N}$$

$$T = q = 4186.4 \text{ N}$$

III.2.6 Combinaison d'action

★ E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_g = 5233 \text{ N/ml}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 6279.6 = 9419.4 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 4186.4 = 6279.6 \text{ N/ml}$$

★ E.L.S :

$$N^{ser} = N_g = 5233 \text{ N/ml}$$

$$M^{ser} = M = 6279.6 \text{ N.m}$$

III.2.7 Détermination de l'excentricité du centre de pression

★ E.L.U :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9419.4}{5233} = 1.8 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée .

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \quad L=150\text{cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0.6\text{cm}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 0.6 \text{ cm}) \quad \text{Alors} \quad e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 1.8 = 1.82 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire : Si

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) \quad \text{CBA page 26}$$

l : hauteur totale du l'acrotère.

l_f : longueur de flambement du l'acrotère.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 1.5 = 3 \text{ m.}$$

$$\max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) = \max \left(15 ; \frac{20 \times 1.82}{0.1} \right) = \max(15 ; 364)$$

$$l_f / h = 3/0.01 = 300 < \max (15 ; 364) \quad \text{CV}$$

Donc les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi).$$

ϕ : généralement on prend $\phi=2$
le coefficient α compris entre 0 et 1 .

CBA page 26

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 6279.6} = 0 \rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.054\text{m} = 5.4 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.82 + 0.054 = 1.874\text{m}$$

$$e = 1.874 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 5.233\text{KN} ; M_u = N_u * e_t = 5.233 \times 1.874 \Rightarrow M_u = 9.807 \text{ KN.m}$$

III.2.8 Calcul de ferrailage

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

$$d=2\text{cm}$$

$$b=100\text{cm}$$

★ I'ELU

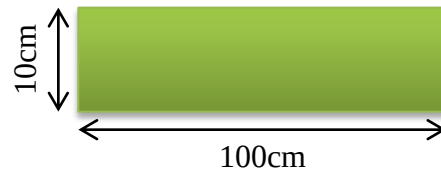


Figure III.7: section de calcul de l'acrotère.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_{corr} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 9.807 + 5.233 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) \rightarrow M_1 = 9.964 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9964 \times 10^3}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.11 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}] \rightarrow \alpha = 0.146$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.146) = 0.942$$

$$A_1 = \frac{9964 \times 10^3}{348 \times 0.942 \times 80} = 379.94 \text{ mm}^2 = 3.8 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression

$$A' = A'_1 = 0$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s} = 3.8 - \frac{5233}{100 \times 348} = 3.65 \text{ cm}^2$$

★ E.L.S :

✎ La contrainte de traction d'armature :

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

$$\text{Fiss. Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

coeff.de fissuration $\eta := 1.6$ pour les barres HA.

$$\overline{\sigma_s} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

-Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 6279.6 + 5233 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 6436.59 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{6436.59 \times 10^3}{201.63 \times 1000 \times 80^2} = 0.0049$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0049}] \rightarrow \alpha = 0.006$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.006) = 0.998$$

$$A_1 = \frac{6436.59 \times 10^3}{348 \times 0.998 \times 80} = 231.66 \text{ mm}^2 = 2.32 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression

$$A' = A'_1 = 0$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100\overline{\sigma_s}} = 2.32 - \frac{5233}{100 \times 348} = 2.17 \text{ cm}$$

✎ **Vérification Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right] \text{ cas d'une flexion composée.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$A^{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{187.4 - 0.455 \times 8}{187.4 - 0.185 \times 8} \right] = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.95 \text{ cm}^2$$

✎ **Pourcentage Minimal D'armature Longitudinale : BAEL (Art B.5.3.1. p :79)**

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_{cal}; A^{\min}; A_l) \Rightarrow A = \max(3.8; 0.95; 2.5)$$

$$\rightarrow A_{cal} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{cal} = 4\text{HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

✎ Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art.A.5.1.1) p33

$$\tau = \frac{V_U}{b_0 \times d} \quad \text{ou: } b_0 = b$$

$$\tau = \frac{6279.6}{1000 \times 80} = 0.078 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors : BAEL (Art.A.5.1.211) p34

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.075 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad CV$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

☒ Armatures de répartition : (A.8.2.41) p62

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

5.3. Espacement entre les armatures : (B.5.3.3) p79

$$s \leq \min(2.5 \times h; 25 \text{ cm}) \rightarrow s \leq 25 \text{ cm}$$

soit: $s = 25 \text{ cm}$

• Présentation du ferrailage

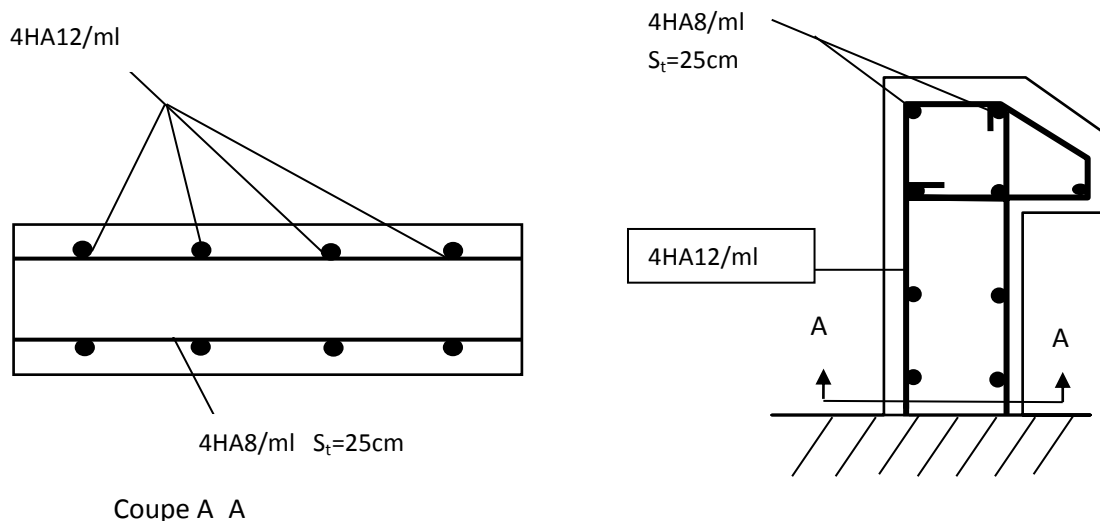


Figure III.8: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 LES BALCON

III.3.1 Méthode de calcul

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, on adopte une épaisseur de $e = 14$ cm soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q et une charge concentrée à son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps P .

Le calcul se fera pour une bande de 1.00ml

III.3.2 Evaluation Des Charges

- **Balcon terrasse :**

Charge permanentes $G = 5.38 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

poids de l'acrotère $P = 5.233 \text{ KN/ml}$

- **Balcon étage courant :**

Charge permanentes $G = 4.88 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Murs :

La hauteur du mur 1.2

On prend une bonde de 1m $\Rightarrow P = 1 \times 1.20 \times 1 \text{ m} = 1.20 \text{ KN}$

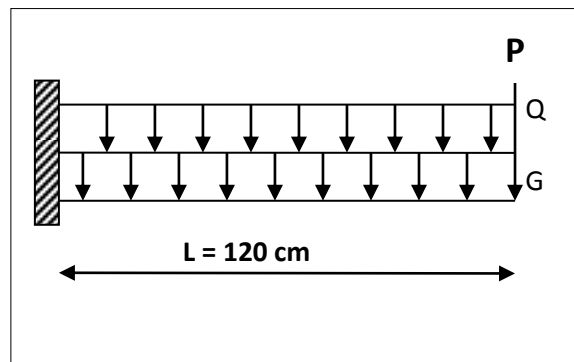


Figure III.9: Schéma statique des charges de balcon.

III.3.3 Calcul des sollicitations

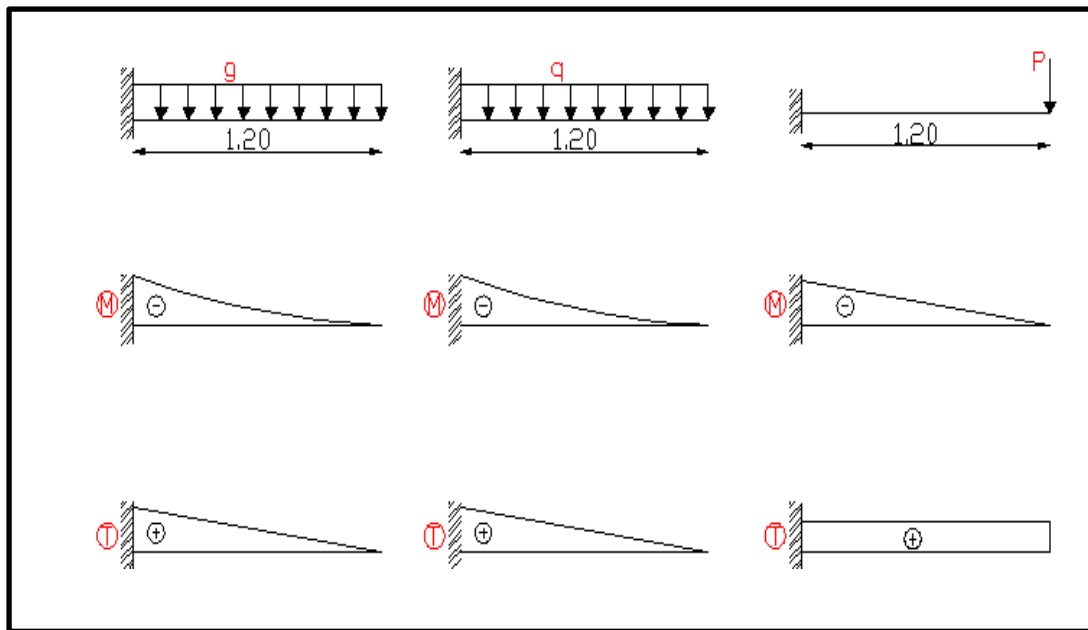


Figure III.10 : Diagramme des forces internes.

• Terrasse

$$M_g = \frac{gl^2}{2} = \frac{5.38 \times 1.2^2}{2} = 3.87 \text{ KN.m}$$

$$M_q = \frac{ql^2}{2} = \frac{3.5 \times 1.2^2}{2} = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_p = P \times l = 5.233 \times 1.5 = 7.850 \text{ KN.m}$$

$$T_g = g \times l = 5.38 \times 1.2 \times 1\text{m} = 6.46 \text{ KN}$$

$$T_q = q \times l = 3.5 \times 1.2 \times 1\text{m} = 4.2 \text{ KN}$$

$$T_p = p = 5.233 \text{ KN}$$

✓ E.L.U

$$M_u = 1.35 (M_g + M_p) + 1.5 M_q \rightarrow M_u = 1.35 (3.87 + 7.850) + 1.5 \times 2.52 \\ = 19.602$$

$$M_u = 19.602 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.35 (T_g + T_p) + 1.5 T_q \rightarrow T_u = 1.35 (6.46 + 5.233) + 1.5 \times 4.2 = 22.09$$

$$T_u = 22.09 \text{ KN}$$

- Etage courant

Tableau III.17: Calcul des sollicitations d'étage courant.

$M_g(\text{KN.m})$	$M_q(\text{KN.m})$	$M_p(\text{KN.m})$	$T_g(\text{KN})$	$T_q(\text{KN})$	$T_p(\text{KN})$
3.51	2.52	1.44	5.86	4.2	1.2

Tableau III.18: Récapitulatif les moments et les efforts tranchants.

		Terrasse	Etage courant
E.L.U	$M_u (\text{KN.m})$	19.602	10.46
	$T_u (\text{KN})$	22.09	15.83

III.3.4 Calcul du ferrailage :

III.3.4.1 Les Armatures Longitudinales :

A-Terrasse

✓ E.L.U

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{19602}{14.2 \times 100 \times 11^2} = 0.11 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.11}) \rightarrow \alpha = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.135 = 0.94$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{19602}{348 \times 0.94 \times 11} = 5.45 \text{ cm}^2$$

✓ E.L.S

✗ Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{18667.4}{13726.9} = 1.360$$

$$\alpha = 0.15 \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \rightarrow CV$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b ,
- Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

Tableau III.19: Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (terrasse).

α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
0.15	19.602	15.5	1.26	25	0.38	cv

☼ **Condition De Non Fragilité :** BAEL91 (A.4.2,1) Page 22

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.33 \text{ cm}^2$$

☼ **Pourcentage Minimal :** [BAEL91 (B.6.4) Page 85]

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{calcul}; A_{min}; A'_m) \rightarrow A = \max(5.45; 1.33; 1.4)$$

$$A = A_{calcul} = 5.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

☼ **Armature de réparation :** BAEL 91 (Art A.8.2.41.p : 62)

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

☼ **Espacement des armatures :**

Armature longitudinal

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

☼ **Espacement entre les armatures :** (B.5.3.3.p:79)

$$s \leq \min(2.5 \times h; 25 \text{ cm}) \rightarrow s \leq \min(2.5 \times 14; 25 \text{ cm}) \rightarrow s \leq \min(35 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$$

soit: s = 25 cm

-armature longitudinal

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

-armature de répartition

$$S_r = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

✎ **Vérification de la flèche :** BAEL 91 (Art B.6.5.1.P : 85)

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{14}{120} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \rightarrow 0.12 \geq 0.085 \quad CV$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{120} \geq 0.0625 \rightarrow 0.12 \geq 0.0625 \quad CV$$

$$3. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 11} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.005 \leq 0.011 \quad CV$$

B-Etage courant :

✓ E.L.U

Tableau III.20: Ferrailage de balcon (étage courant).

$M_u(N.m)$	$b (cm)$	μ	μ_l	α	β	$A_{calcu} (cm^2)$
1046	100	0.061	0.392	0.08	0.97	2.82

✓ E.L.S

Tableau III.21: Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$ (étage courant).

α	$M_u (N.m)$	$M_{ser} (N.m)$	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
0.08	10460	8830	1.18	25	0.34	cv

$$A = \max (A_{calcu} ; A_{min} ; A'_m)$$

Tableau III.22: Ferrailage longitudinale de balcon (étage courant).

$A_{calcu}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_m(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
2.82	1.33	1.4	2.82	4HA10=3.14

✎ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement :** [BAEL91 (A.5.1, 21) page 33]

▪ La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \dots$ (BAEL91 (A.5.1,1))

$$T_{u \max} = 22090 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{22090}{1000 \times 110} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable .}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.15} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3.26 ; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.26 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.26 \text{MPa} \text{ (Vérifié)}$$

Donc les armature transversales ne pas nécessaires.

⊗ **Armature de réparation :BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{cm}^2$$

⊗ **Espacement des armatures : BAEL 91(art A.8.2.42) page 62**

-armature longitudinal

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

-armature de répartition

$$S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

⊗ **Espacement entre les armatures : (B.5.3.3) p79**

$$s \leq \min(2.5 \times h; 25 \text{cm}) \rightarrow s \leq \min(2.5 \times 14; 25 \text{cm}) \rightarrow s \leq \min(35 \text{cm}; 25 \text{cm})$$

soit: s = 25 cm

-armature longitudinal

$$S_t = 25 \text{cm} \leq 25 \text{cm} \quad \text{CV}$$

-armature de répartition

$$S_r = 25 \text{cm} \leq 25 \text{cm} \quad \text{CV}$$

⊗ **Vérification de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5.1) p : 85**

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{14}{120} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \rightarrow 0.12 \geq 0.085 \quad \text{CV}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{120} \geq 0.0625 \rightarrow 0.12 \geq 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$3. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.003 \leq 0.011$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

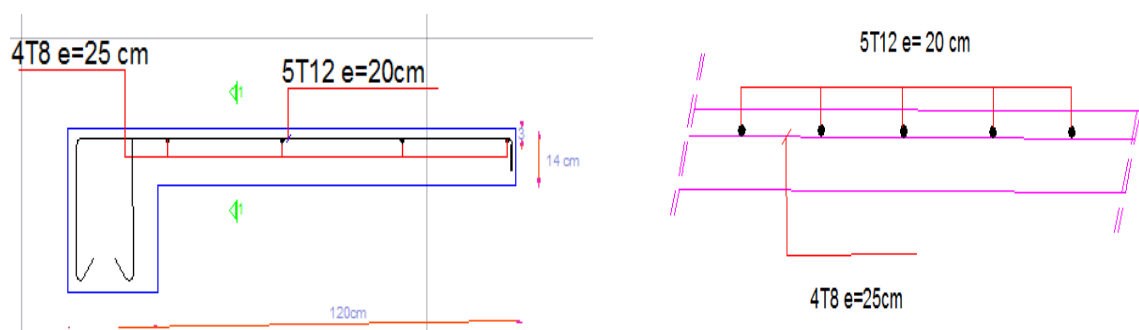


Figure III.11: Ferrailage du balcon cas d'étage courant.

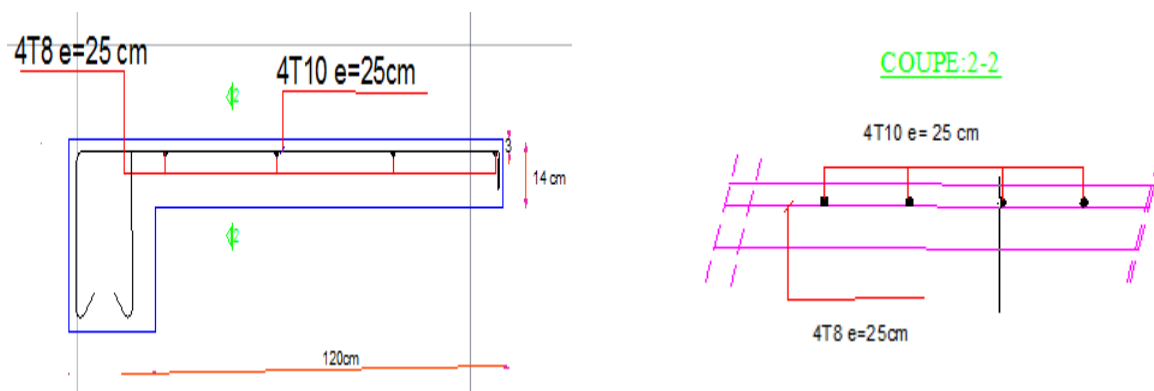


Figure III.12: Ferrailage du balcon de la terrasse

III.4 L'escalier

III.4.1 Méthode de calcul

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

III.4.2 Combinaisons d'action:

- **Paillasse**

Charge permanentes $G = 7.42 \text{ KN/m}^2 = 7.42 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \text{ KN/ml}$

- **Palier**

Charge permanentes $G = 4.85 \text{ KN/m}^2 = 4.85 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \text{ KN/ml}$

 E.L.U :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

 ELS :

$$P_{ser} = G + Q$$

Tableau III.23: Les charges a l'ELU et l'ELS .

	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	13.767	10.30
ELS	9.92	7.35

III.4.3 Détermination des sollicitations

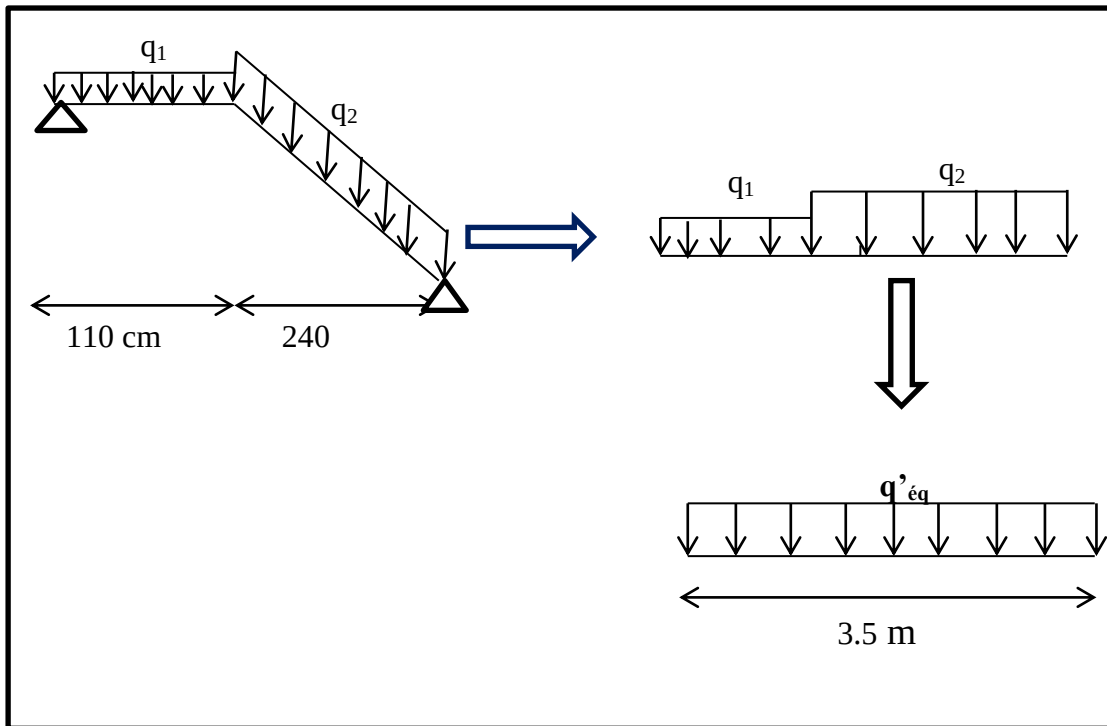


Figure III.13: Schéma de charge équivalent sur l'escalier.

ELU

- La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

$$q_{eq} = \frac{10.30 \times 1.10 + 13.767 \times 2.40}{1.1 + 2.40} = 12.68 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique : $M_o = q_{eq} \frac{L^2}{8}$

$$M_o = 12.68 \times \frac{3.5^2}{8} = 19.41 \text{ KN.m}$$

- $M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 19.41 \rightarrow M_t = 16.50 \text{ KN.m}$
- $M_a = 0.3 M_o = 0.3 \times 19.41 \rightarrow M_a = 5.82 \text{ KN.m}$

- L'effort tranchant : $T_u = q_{eq} \times \frac{L}{2}$

$$T_u = 12.68 \times \frac{3.5}{2} = 22.19 \text{ KN}$$

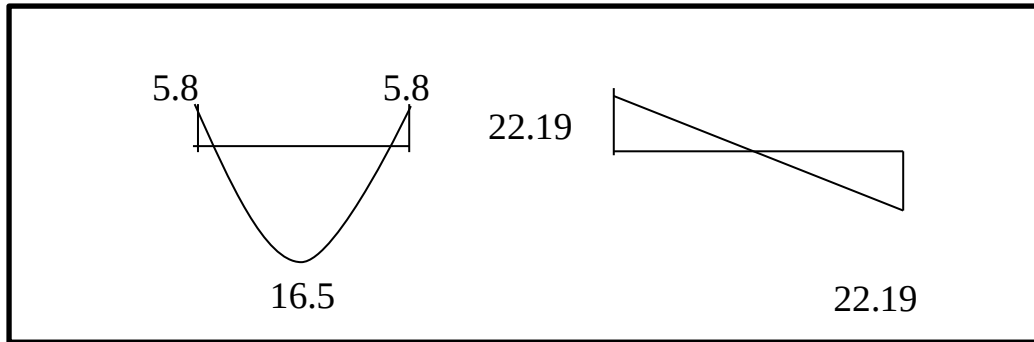


Figure III.14: Schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier (ELU).

ELS

- La charge équivalente : $q_{\text{eq}} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

$$q_{\text{eq}} = \frac{7.35 \times 1.10 + 9.22 \times 2.40}{1.1 + 2.40} = 8.63 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique : $M_o = q_{\text{eq}} \frac{L^2}{8}$

- $M_o = 8.63 \times \frac{3.5^2}{8} = 13.21 \text{ KN.m}$

- $M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 13.21 \Rightarrow M_t = 11.23 \text{ KN.m}$

- $M_a = 0.3 M_o = 0.3 \times 13.21 \Rightarrow M_a = 3.96 \text{ KN.m}$

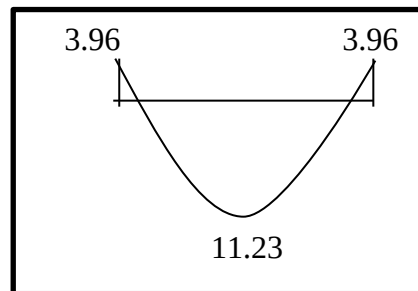


Figure III.15: Schéma des moments de l'escalier (ELS).

Tableau III.24: Récapitulatif les moments et les efforts tranchants.

	q_{eq} (KN/ml)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
ELU	12.68	19.41	16.50	5.82	22.19
ELS	8.63	13.21	11.23	3.96	

III.4.4 Calcul de ferrailage**III.4.4.1 Armatures longitudinales**

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$C = \frac{1}{2} \phi + \text{enrobage}$$

$$\phi \leq \frac{h}{2} \rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} = 15 \text{ mm} = \phi 15$$

$$C = \frac{1}{2} \times 1.5 + 1 = 1.75 \text{ cm} \rightarrow C = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

★ en travée

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{16500}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.069 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.069}) \rightarrow \alpha = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.09 = 0.964$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{16500}{348 \times 0.964 \times 13} = 3.78 \text{ cm}^2$$

★ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{5820}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.024}) \rightarrow \alpha = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.03 = 0.988$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{5820}{348 \times 0.988 \times 13} = 1.30 \text{ cm}^2$$

☼ **Condition De Non Fragilité : BAEL91 (A.4.2,1) Page 22**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

☼ **Pourcentage Minimal** : [BAEL91 (B.6.4:P:85)]

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Tableau III.25: Ferrailage en travée et en appuis.

Elément	$A_{\text{calcu}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_m(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	3.78	1.57	1.5	3.78	4HA12=4.52
Appuis	1.30	1.57	1.5	1.57	4HA8=2.01

✂ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement** : [BAEL91 (A.5.1, 21. p :33)]

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \dots$ (BAEL91 (A.5.1,1))

$$V_{u \max} = 21560 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{22190}{1000 \times 130} = 0.17 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites et les fissuration peu nuisibles , donc

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible [BAEL91 (A.5.1, 211)]}$$

Page 34].

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié)}$$

III.4.4.2 Armature de réparation :BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62

- **En travées**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **en appuis**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

⊗ **Espacement des armatures : BAEL 91(Art A.8.2.42.P : 62)**

A) armature longitudinal

- **en travée :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

- **en appuis :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

$$S_t^l \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min (45 ; 33\text{cm})$$

$$S_t^l \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_t^l = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

B) armature transversales :

- **En travée**

$$S_r = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{tr} = 30 \text{ cm}$$

- **en appuis :**

$$S_r = 100/3 = 33.33 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{tr} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t^r \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = \min (60 ; 45\text{cm})$$

$$S_t^r \leq 45 \text{ cm} \rightarrow S_t^r = 30\text{cm} \leq 45 \text{ cm}$$

✂ **Vérification de la flèche : CBA93 p : 174**

$$1. \frac{h}{L} > \frac{M_t}{20M_0} \rightarrow \frac{15}{350} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \rightarrow 0.0428 \geq 0.0425 \quad \text{CV}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.003 \leq 0.005 \quad \text{CV}$$

Les 2 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

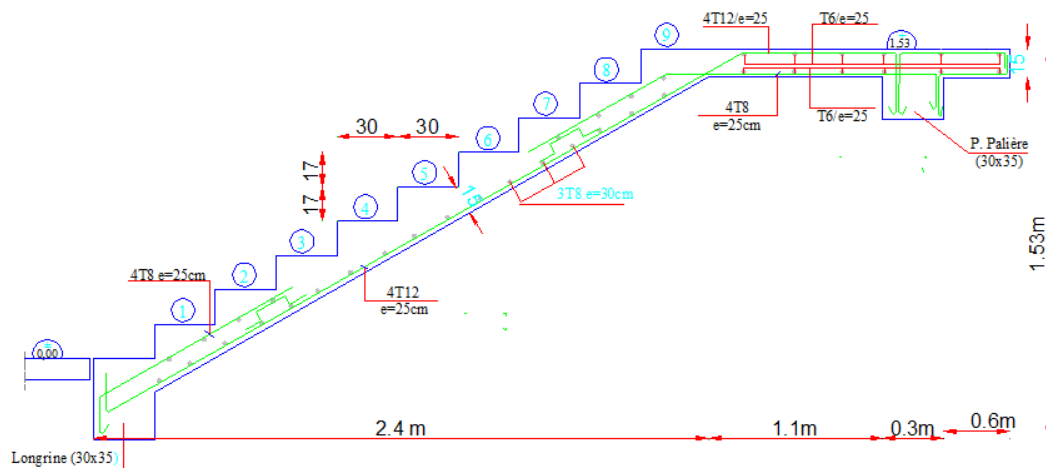


Figure III.16: Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4.5 calcul de la poutre palier

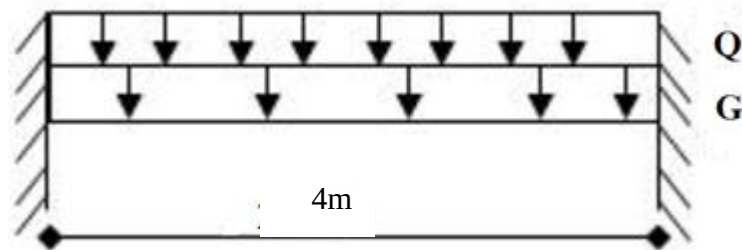


Figure III.17: Le schéma statique de la poutre palière

III.4.5.1 Méthode de calcul:

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur g_m .

III.4.5.2 Évaluation des charges

- poids propre de la poutre

$$P_1 = h.b.\gamma = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

- la réaction d'escalier

$$T_u = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 12.68 \times \frac{4}{2} = 25.63 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{4}{2} = 5 \text{ KN}$$

- poids du mur

$$g_m = h.\gamma = 2.66 \times 3.06 = 8.140 \text{ KN/ml}$$

- poids du pallier :

$$P_3 = 25 \times 0.15 \times 1.1 \times 1 \text{ m} = 4.125 \text{ KN/mL}$$

III.4.5.3 Calcul de la poutre à la flexion :

- * Combinaisons d'actions :

-E.L.U : $P_u = 1,35 (P_1 + P_2 + P_3) + 1,5 q = 1.35 (2.625 + 8.140 + 4.125) + 1.5 \frac{25.63}{4}$
 $= 29.71 \text{ KN/ml}$

- E.L.S : $P_{ser} = P_1 + P_2 + P_3 + q = 2.625 + 8.140 + 4.125 + \frac{5}{4} = 16.14 \text{ KN/ml}$

- * les sollicitations :

- E.L.U

$$M_0 = P_u \times \frac{L^2}{8} = 29.71 \times \frac{3.7^2}{8} = 50.67 \text{ KN.m}$$

pour travée : $M_{0a} = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{29.71 \times 4^2}{24} = 19.81 \text{ KN.m}$

pour appui : $M_{0a} = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{29.71 \times 4^2}{12} = 39.61 \text{ KN.m}$

Effort tranchant: $T_u = P_u \times \frac{L}{2} = 29.71 \times \frac{4}{2} = 59.42 \text{ KN.m}$

- E.L.S

pour travée : $M_{0a} = \frac{P_{ser} \times L^2}{24} = \frac{16.14 \times 4^2}{24} = 10.76 \text{ KN.m}$

pour appui : $M_{0t} = \frac{P_{ser} \times L^2}{12} = \frac{16.14 \times 4^2}{12} = 21.51 \text{ KN.m}$

Effort tranchant: $T_u = P_{ser} \times \frac{L}{2} = 16.14 \times \frac{4}{2} = 32.28 \text{ KN.m}$

III.4.5.4 Calcul de ferraillage :(armatures longitudinales)

 E.L.U :

$$h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad c = \frac{1}{2} \varnothing + \text{enrobage}$$

$$\varnothing \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varnothing \leq \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm} = 35 \text{ mm} = \varnothing 35$$

$$c = \frac{1}{2} \times 3.5 + 1 = 2.75 \text{ cm} \Rightarrow c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - 2c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

★ En appui

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{39610}{14,2 \times 30 \times (32)^2} = 0.091$$

$$\mu = 0.091 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \lambda = 0 \quad , \quad \alpha = 0.119 \quad , \quad \beta = 0.952$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{39610}{348 \times 0,952 \times 32} = 3.74 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

★ En travée

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19810}{14,2 \times 30 \times (32)^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \lambda = 0 \quad , \quad \alpha = 0.058 \quad , \quad \beta = 0.977$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19810}{348 \times 0,977 \times 32} = 1.82 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{3HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

 ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 39610 / 21510 \Rightarrow \gamma = 1.84$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.84 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.67$$

$$\alpha = 0.119 < \bar{\alpha} \ 0.670 \rightarrow \quad (C.V)$$

⊗ **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.159 \text{ cm}^2$$

⊗ **Pourcentage minimale : BAEL91 (Art B.6.4. p : 85)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 30 \times 35 \Rightarrow A'_{\min} \geq 1.05 \text{ cm}^2$$

⊗ **Pourcentage minimale : RPA99**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% b. h = 0,005 \times 30 \times 35 = 3.75 \text{ cm}^2$$

✱ **En appuis :**

$$A = \max (A_u; A_{\min}; A'_{\min}; A_{\min}^{RPA})$$

$$A = A_u = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

✱ **En travée :**

$$A = \max (A_u; A_{\min}; A'_{\min}; A_{\min}^{RPA})$$

$$A = A_u = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

III.4.5.5 Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1.P :33)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o . d} = \frac{59420}{300 \times 320} = 0.62 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : **BAEL91 (A.5.1, 211)Page 34].**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \quad C.V$$

☞ Selon **BAEL91 (A.7.2,2.P :56)**

, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min (350/35; 1.2; 300/10) \Rightarrow \emptyset_t \leq \min (10; 12; 30) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$.

⊗ **Espacement des armatures transversales : RBA99/2003 page 47**

- **Dans la zone nodale :** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm} \right)$

$$S_t \leq \min (8.75; 14.4; 30) \Rightarrow S_t \leq 8.75$$

Soit: $S_t = 7 \text{ cm}$

- **Dans la zone courante :** $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow S' \leq 17.5 \text{ cm}$

Soit : $S' = 15 \text{ cm}$.

La longueur de la zone nodale : $L' = 2.h = 70 \text{ cm}$

★ **La quantité des armatures transversales :**

✚ **BAEL91:** (art A.5.1, 22) page 33

$$A_t \geq 0,4 \times b_0 \times \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,77 \text{ cm}^2$$

✚ **RPA 99:** (la page 46)

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{ BAEL}}, A_{t \text{ RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{ RPA}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit: **2Φ10** = 1.57 cm²

⊗ **État limite de déformation : CBA93**

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{370} = 0.095 \geq 0.0625 \quad \text{C.V}$$

$$2. \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.095 \geq 0.0195 \quad \text{C.V}$$

$$3. \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{4.52}{30 \times 32} = 0,0047 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

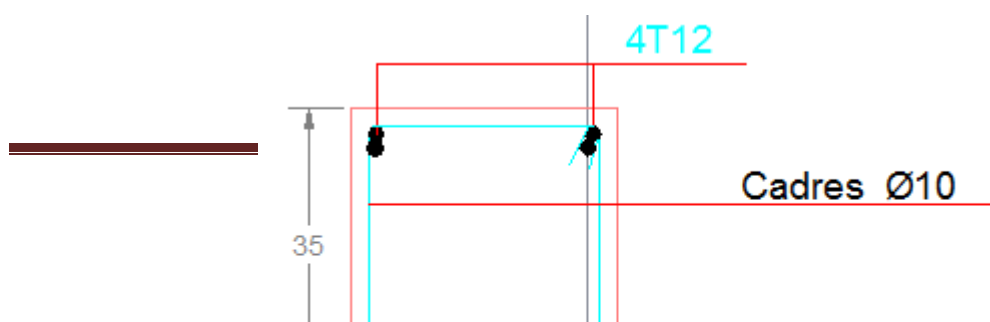


Figure III 18: Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III.5 La cage de l'ascenseur

Un **ascenseur** est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis (voir hors-structure) d'une construction, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Les dimensions et la construction des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

L'ascenseur est relié à un centre de contrôle à distance. Les personnes dans la cabine disposent d'un téléphone intérieur pour la communication orale. Le centre de contrôle a un réseau informatique véhiculant certaines informations issues des capteurs du système de l'ascenseur, le reste est stocké sur place dans le dispositif de commande électronique-informatique.

Pour Notre projet l'ascenseur est préfabriqué

IV.1 Etude au vent

IV.1.1 Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales.

Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure.

Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- ✿ la région.
- ✿ le site.
- ✿ l'altitude.
- ✿ les dimensions de l'ouvrage.

IV.1.2 Application des R N V 99

✎ La vérification de la stabilité d'ensemble

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction appartient à la **catégorie I RNV99 (Art 1.1.3.p:38)**

IV.1.3 Domain d'application

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- ✿ Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc....
- ✿ Cheminées et ouvrages similaires.
- ✿ Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....
- ✿ Structures verticales en treillis

IV.1.4 détermination de la pression statique due au vent

La pression due au vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur (h) est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad N/m^2$$

« C_d » : coefficient dynamique de la constriction

« q_h » : pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée.

« C_{pe} » : coefficients de pression extérieure.

« C_{pi} » : coefficients de pression intérieure

IV.1.5 L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes

IV.1.5.1 détermination du coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à L'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51)

Tableau IV.1: Coefficient dynamique c_d .

	H	b	C_d	
Sens V1 du vent:	24.48	11	0.95	$C_d < 1.2$ Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.
Sens V2 du vent:	24.48	23.80	0.93	$C_d < 1.2$ Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

IV.1.5.2 Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à **article.3.1.1 des RNV99**. La procédure qui convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec. n . étant le nombre de niveaux de la Construction.

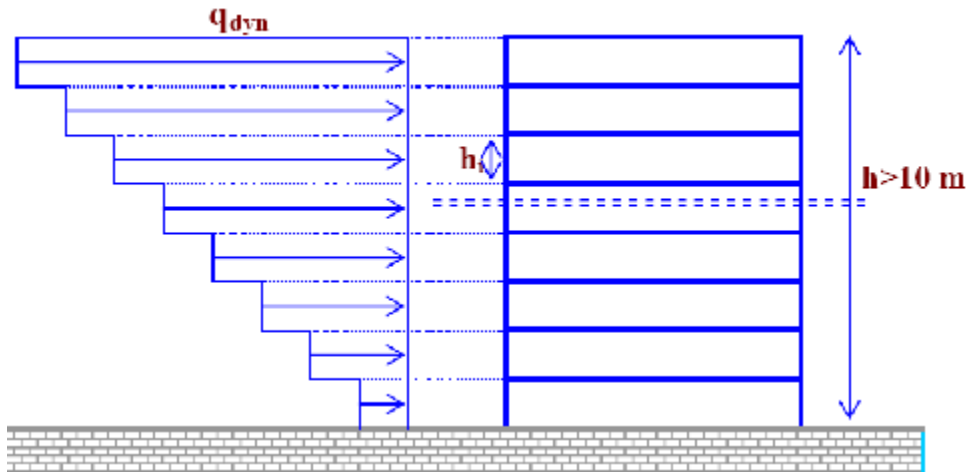


Figure V.1: Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 des RNV99) page 45

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : donnée par le tableau (A1.1 des RNV) page 85 en fonction de la zone du vent

Notre bâtiment est situé à **Boumerdes** qui est classé en zone **I**

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

Remarque :

q_{ref} en (daN/m²) est calculée par :

$$q_{ref} = 0.5 \times \rho \times V_{ref}^2$$

où v_{ref} en (m/s) est la vitesse de référence du vent, et $\rho = 1.2 \text{ kg/m}^3$ est la masse volumique de l'air.

IV.1.5.3 calcul du coefficient d'exposition :

le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

☞ **cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :**

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \cdot (\text{art 3.3.2 RNV}) \text{ page 46}$$

✎ cas de structures sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + 2 \times g \times I_V(z)]. \text{ RNV(Art 3.3.3.P: 46)}$$

-Notre structure peu sensible aux excitations dynamiques :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right].$$

Avec :

K_T : facteur du terrain

D'après le tableau (2.4 des RNV99)P :47on a :

Tableau IV.2: Définition des catégories de terrain.

Catégories de terrain	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\min}(\text{m})$
IV. Zones urbaines dont au moins 15% de la surface et occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0.24	1	16

C_t : coefficient de topographique prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le **tableau (2.5 des RNV99) P : 48.**

Site plat $\rightarrow C_T(Z) = 1$.

C_r : coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est définit par la loi logarithmique

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ RNV page 47}$$

$$Z \leq Z_{\min} \rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \text{ RNV page 47.}$$

$H = 24.48 \text{ m} > 10 \text{ m} \Rightarrow$ on prend «n » valeurs de Z

$i = 1, \dots, 8$

$$Z_1 = \frac{H}{2} ; Z_2 = H_1 + \frac{H_2}{2} ; \dots \dots \dots Z_n = H_{n-1} + \frac{H_n}{2}$$

Groupe 1 : pour $Z < Z_{\min} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln(Z/Z_0)$

$$Z_1 = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m} ; Z_2 = 3.06 + \frac{3.06}{2} = 4.59 \text{ m} ; Z_3 = 6.12 + \frac{3.06}{2} = 7.65 \text{ m}$$

$$Z_4 = 9.18 + \frac{3.06}{2} = 10.71 \text{ m} ; Z_5 = 12.24 + \frac{3.06}{2} = 13.77 \text{ m}$$

Groupe 2 : pour $Z_{\min} \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln(Z_{\min}/Z_0)$

$$Z_6 = 15.3 + \frac{3.06}{2} = 16.83 \text{ m} ; \quad Z_7 = 18.36 + \frac{3.06}{2} = 19.89 \text{ m}$$

$$Z_8 = 21.42 + \frac{3.06}{2} = 22.95 \text{ m} ; \quad Z_8 = 24.48 + \frac{1.5}{2} = 25.23 \text{ m}$$

Tableau IV.3: Pression dynamique de vent q_{dyn} .

Z (m)	K_T	Z_0	$Z_{\min}$	C_r	C_t	$C_e(z)$	q_{ref}	$q_{\text{dyn}} (\text{N/m}^2)$
1.53	0.24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
4.59	0.24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
7.65	0.24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
10.71	0.24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
13.77	0.24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
16.83	0.24	1	16	0.677	1	1.616	375	606
19.89	0.24	1	16	0.718	1	1.722	375	645.75
22.95	0.24	1	16	0.752	1	1.829	375	685.875
25.23	0.24	1	16	0.775	1	1.902	375	713.25

IV.1.5.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} : chapitre 5 (art 1.1.1.1) RNV p : 64

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes : **chapitre 5 (art 1.1.1.2) RNV page 64**

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

a- Parois verticales :

Sens Y: $h = 24.48 \text{ m}$; $b = 11 \text{ m}$; $d = 23.8 \text{ m}$

e = Min (b, 2h).

$\Rightarrow e = \text{Min} (11, 2 \times 24.48).$

$e = 11 \text{ m}$.

b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction. $b = 11 \text{ m}$

h : hauteur total de la construction.

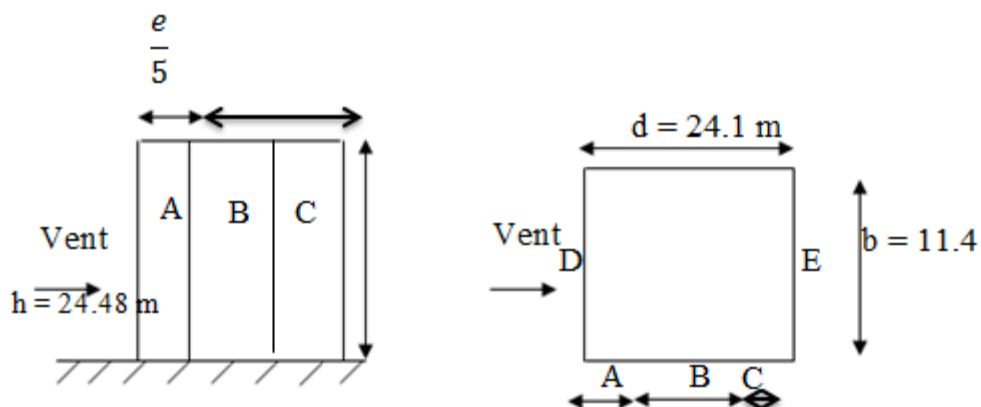


Figure IV.2: Vue en élévation et vue en plan Cas ou $d > e$ sens-Y.

Tableau IV.4: Résumé des résultats de cp_e (sens-Y).

A	B	C	D	E
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	- 0.3

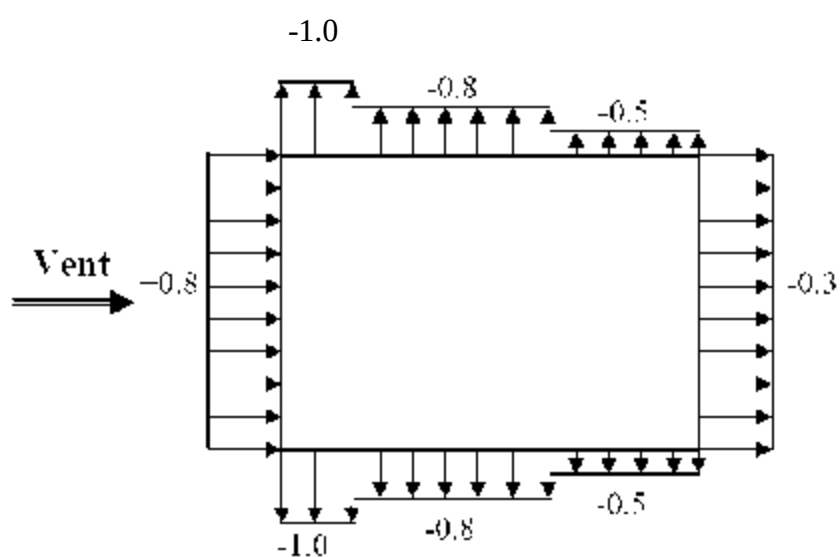


Figure IV.3: Schéma de cp_e (sens-Y).

Sens X : $h = 24.48 \text{ m}$; $b = 23.80 \text{ m}$; $d = 11 \text{ m}$

$e = \text{Min}(d, 2h)$.

$\Rightarrow e = \text{Min}(23.80, 2 \times 24.48)$.

$e = 23.80 \text{ m}$.

$d \leq e$

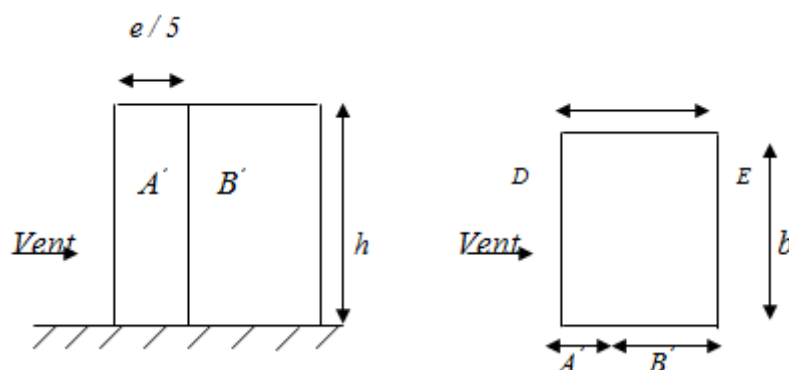


Figure IV.4: Vue en élévation et vue en plan Cas ou $d < e$ (sens X)

Tableau IV.5: Résume les résultats de cpe (sens X).

A'	B'	D	E
Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

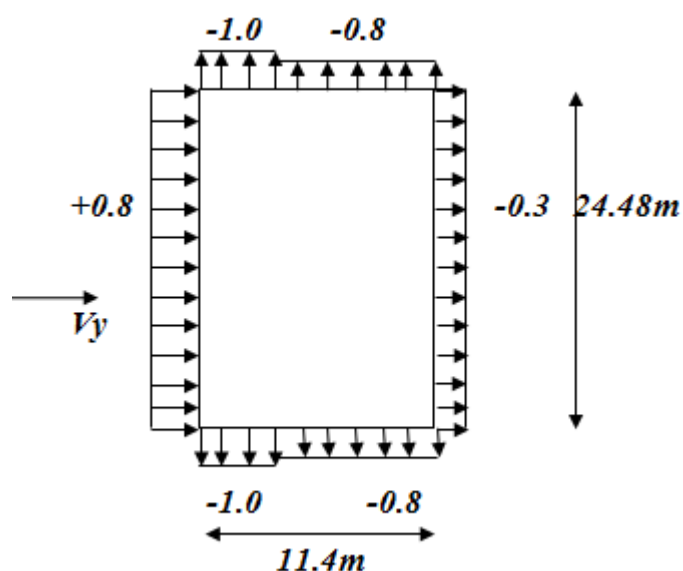


Figure IV.5: Schéma de cpe (sens X).

b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \min[11 ; 2 \times 24.48] \Rightarrow e = 11 \text{ m}$$

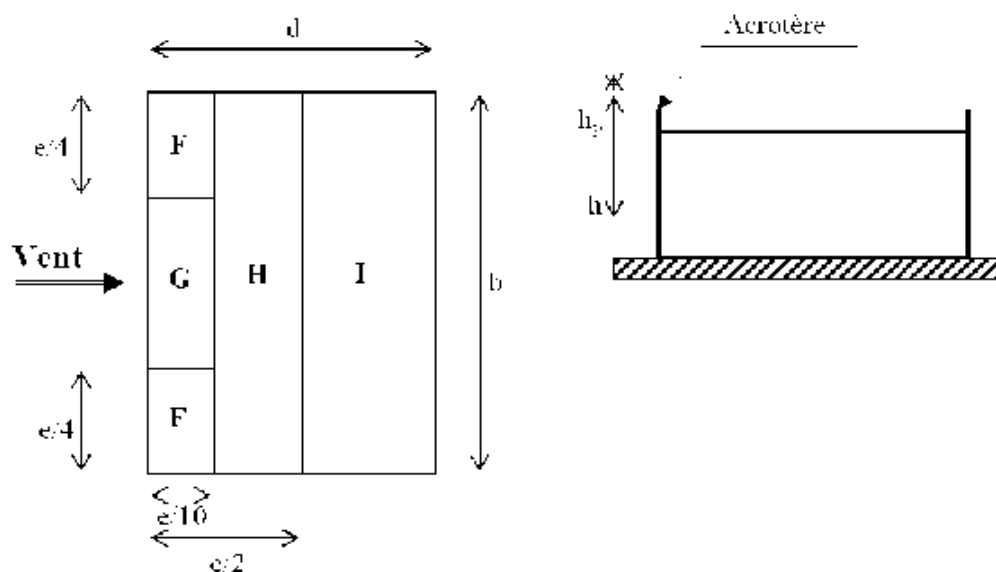


Figure IV.6 : Légende pour les toitures plates .

Tableau IV.6: Coefficients des pressions extérieures sur les toitures plates.

	Zone			
	F	G	H	I
	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
$h_p/h=0.025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
$h_p/h=0.05$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
$h_p/h=0.10$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 1.5/24.48 = 0,06$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h=0,10$

On trouve :

Zone F : $C_{pe, 10} = -1.4$

Zone G : $C_{pe, 10} = -0.9$

Zone H : $C_{pe, 10} = -0.70$

Zone I : $C_{pe, 10} = \pm 0.2$

F - 1,4	H - 0,7	I $\pm 0,2$
G - 1,2		
F - 1,4		

Figure IV.7: Coefficients des pressions extérieures sur les toitures plates.

IV.1.5.5 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$ (Art 2.2.2 des RNV99. P78).

IV.1.5.6 Détermination du coefficient de pression de vent C_p

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Pour $C_{pi} = 0,8$. Alors, on a le tableau suivant :

Tableau IV.7: Coefficient de pression de vent avec $c_{pi}=0.8$.

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	0.8	-1.0	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.4	-2.2
G	0.8	-0.9	-1.7
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	+0.2	-0.6
		-0.2	-1

Tableau IV.8: Coefficient de pression de vent avec $c_{pi}=-0.5$.

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	- 0.5	-1.0	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.4	-0.9
G	-0.5	-0.9	-0.4
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	+0.2	0.7
		-0.2	0.3

✎ Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule **2.1 (RNV.99. P.40)**:

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

☼ Sens X :

Pour $C_{pi} = 0.8$:

Tableau IV.9: La pression de vent avec $cp_i = 0.8$ (sens X).

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z2	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z3	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z4	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z5	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z6	D	0	0,93	606	0	0
	E	-1,1	0,93	606	-666,6	-619,938
Z7	D	0	0,93	645,75	0	0
	E	-1,1	0,93	645,75	-710,325	-660,602
Z8	D	0	0,93	685.875	0	0
	E	-1,1	0,93	685.875	-754.463	-701.651
Z9	D	0	0,93	713.25	0	0
	E	-1.1	0,93	713.25	-784.575	-729.655

Pour $C_{pi} = -0.5$

Tableau IV.10: La pression de vent avec $cp_i = -0.5$ (sensX).

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z2	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z3	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812

	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z4	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z5	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z6	D	1,3	0,93	606	787,800	732,654
	E	0,2	0,93	606	121,200	112,716
Z7	D	1,3	0,93	645,75	839,475	780,712
	E	0,2	0,93	645,75	129,150	120,110
Z8	D	1,3	0,93	685.875	891,638	829,223
	E	0,2	0,93	685.875	137,175	127,573
Z9	D	1.3	0.93	713.25	927,225	862,319
	E	0.2	0.93	713.25	142,650	132,665

☼ Sens Y :

Pour $C_{p_i} = 0.8$

Tableau IV.11: La pression de vent avec $c_{p_i} = 0.8$ (sens Y).

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z2	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z3	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z4	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z5	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z6	D	0	0,95	606	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	606	-666,600	-633,270
Z7	D	0	0,95	645,75	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	645,75	-710,325	-674,809

Z8	D	0	0,95	685,875	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	685,875	-754,463	-716,739
Z9	D	0	0.95	713,25	0,000	0,000
	E	-1.1	0.95	713,25	-784,575	-745,346

Pour $C_{pi} = -0.5$

Tableau IV.12: La pression de vent avec $c_{pi} = -0.5$ (sens Y).

Hauteur	Zone	cp	cd	q_{dyn}	w	q_i
Z1	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z2	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z3	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z4	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z5	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z6	D	1,3	0,95	606	787,800	748,410
	E	0,2	0,95	606	121,200	115,140
Z7	D	1,3	0,95	645,75	839,475	797,501
	E	0,2	0,95	645,75	129,150	122,693
Z8	D	1,3	0,95	685,875	891,638	847,056
	E	0,2	0,95	685,875	137,175	130,316
Z9	D	1.3	0.95	713,25	927,225	880,864
	E	0.2	0.95	713,25	142,650	135,518

☼ Toiture :

Sens x :

$C_{p_i} = 0.8$

Tableau IV.13: La pression de vent avec $c_{p_i} = 0.8$ (toiture).

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z2	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z3	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z4	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z5	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
	F	-2,2	0,93	606	-1333,200	-1239,876
	G	-1,7	0,93	606	-1030,200	-958,086

Z6	H	-1,5	0,93	606	-909,000	-845,370
	I	-0,6	0,93	606	-363,600	-338,148
	I	-1	0,93	606	-606,000	-563,580
Z7	F	-2,2	0,93	645,75	-1420,650	-1321,205
	G	-1,7	0,93	645,75	-1097,775	-1020,931
	H	-1,5	0,93	645,75	-968,625	-900,821
	I	-0,6	0,93	645,75	-387,450	-360,329
	I	-1	0,93	645,75	-645,750	-600,548
Z8	F	-2,2	0,93	685,875	-1508,925	-1403,300
	G	-1,7	0,93	685,875	-1165,9875	-1084,368
	H	-1,5	0,93	685,875	-1028,8125	-956,796
	I	-0,6	0,93	685,875	-411,525	-382,718
	I	-1	0,93	685,875	-685,875	-637,864
Z9	F	-2,2	0,93	713,25	-1569,15	-1459,310
	G	-1,7	0,93	713,25	-1212,525	-1127,648
	H	-1,5		713,25	-1069,875	-994,984
	I	-1,5	0,93	713,25	-427,95	-397,994
	I	-1	0,93	713,25	-713,25	-663,323

Pour Cpi = -0.5

Tableau IV.14: La pression de vent avec cpi = -0.5(toiture).

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,331
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,481
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,740
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,591
	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110
Z2	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,331
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,481
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,740
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,591

	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110
Z3	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,331
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,481
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,740
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,591
	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110
Z4	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,331
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,481
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,740
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,591
	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110
Z5	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,331
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,481
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,740
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,591
	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110
Z6	F	-0,9	0,93	606	-545,4	-507,222
	G	-0,4	0,93	606	-242,4	-225,432
	H	-0,2	0,93	606	-121,2	-112,716
	I	0,7	0,93	606	424,2	394,506
	I	0,3	0,93	606	181,8	169,074
Z7	F	-0,9	0,93	645,75	-581,175	-540,493
	G	-0,4	0,93	645,75	-258,3	-240,219
	H	-0,2	0,93	645,75	-129,15	-120,111
	I	0,7	0,93	645,75	452,025	420,383
	I	0,3	0,93	645,75	193,725	180,164
Z8	F	-0,9	0,93	685,875	-617,288	-574,077
	G	-0,4	0,93	685,875	-274,350	-255,146
	H	-0,2	0,93	685,875	-137,175	-127,573
	I	0,7	0,93	685,875	480,113	446,505
	I	0,3	0,93	685,875	205,763	191,359
Z9	F	-0,9	0,93	713,25	-641,925	-596,990

	G	-0,4	0,93	713,25	-285,300	-265,329
	H	-0,2	0,93	713,25	-142,650	-132,665
	I	0,7	0,93	713,25	499,275	464,326
	I	0,3	0,93	713,25	213,975	198,997

☼ sens y

Pour $c_{pi} = 0.8$

Tableau IV.15: La pression de vent avec $c_{pi} = 0.8$ (toiture).

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z2	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z3	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z4	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z5	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169

	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z6	F	-2,2	0,95	606	-1333,200	-1266,540
	G	-1,7	0,95	606	-1030,200	-978,690
	H	-1,5	0,95	606	-909,000	-863,550
	I	-0,6	0,95	606	-363,600	-345,420
	I	-1	0,95	606	-606,000	-575,700
Z7	F	-2,2	0,95	645,75	-1420,650	-1349,618
	G	-1,7	0,95	645,75	-1097,775	-1042,886
	H	-1,5	0,95	645,75	-968,625	-920,194
	I	-0,6	0,95	645,75	-387,450	-368,078
	I	-1	0,95	645,75	-645,750	-613,463
Z8	F	-2,2	0,95	685,875	-1508,925	-1433,479
	G	-1,7	0,95	685,875	-1165,9875	-1107,688
	H	-1,5	0,95	685,875	-1028,8125	-977,372
	I	-0,6	0,95	685,875	-411,525	-390,949
	I	-1	0,95	685,875	-685,875	-651,581
Z9	F	-2,2	0,95	713,25	-1569,15	-1490,693
	G	-1,7	0,95	713,25	-1212,525	-1151,899
	H	-1,5	0,95	713,25	-1069,875	-1016,381
	I	-0,6	0,95	713,25	-427,95	-406,553
	I	-1	0,95	713,25	-713,25	-677,588

Pour Cpi = -0.5

Tableau IV.16: La pression de vent avec cpi =-0.5(toiture).

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776

	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z2	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z3	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z4	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z5	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z6	F	-0,9	0,95	606	-545,400	-518,130
	G	-0,4	0,95	606	-242,400	-230,280
	H	-0,2	0,95	606	-121,200	-115,140
	I	0,7	0,95	606	424,200	402,990
	I	0,3	0,95	606	181,800	172,710
Z7	F	-0,9	0,95	645,75	-581,175	-552,116
	G	-0,4	0,95	645,75	-258,300	-245,385
	H	-0,2	0,95	645,75	-129,150	-122,693
	I	0,7	0,95	645,75	452,025	429,424
	I	0,3	0,95	645,75	193,725	184,039
	F	-0,9	0,95	685,875	-617,288	-586,423

Z8	G	-0,4	0,95	685,875	-274,350	-260,633
	H	-0,2	0,95	685,875	-137,175	-130,316
	I	0,7	0,95	685,875	480,113	456,107
	I	0,3	0,95	685,875	205,763	195,474
Z9	F	-0,9	0,95	713,25	-641,925	-609,829
	G	-0,4	0,95	713,25	-285,300	-271,035
	H	-0,2	0,95	713,25	-142,650	-135,518
	I	0,7	0,95	713,25	499,275	474,311
	I	0,3	0,95	713,25	213,975	203,276

IV.1.5.7 Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I , pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le

rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, et le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifié ; ou b la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens x:

b = 24.1 m; d = 11.4 m; h = 24.48 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{11.4}{24.1} = 0.47 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{11.4}{24.48} = 0.46 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Sens y:

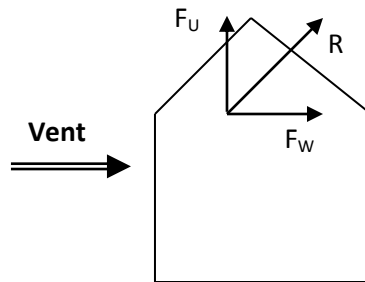
$b = 11.4 \text{ m}; d = 24.1\text{m}; h = 24.48\text{m}.$

$$\frac{d}{b} = \frac{24.1}{11.4} = 2.11 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.1}{24.48} = 0.98 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

IV.1.5.8 Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



F_W : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

$\sum$: la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j .

S_j : Aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

⊗ Sens x :

Tableau IV.17: La force résultante (sens X).

Hauteur	cp	S(xx)	Pour cp = 0.8		Pour cp = -0.5	
			Qjx	R(x)	Qjx	R(x)
1.53	-1,1	73,75	-598,071	-44107,764	108,740	8019,593
4.59	-1,1	73,75	-598,071	-44107,764	108,740	8019,593
7.65	-1,1	73,75	-598,071	-44107,764	108,740	8019,593
10.71	-1,1	73,75	-598,071	-44107,764	108,740	8019,593
13.77	-1,1	73,75	-598,071	-44107,764	108,740	8019,593
16.83	-1,1	73,75	-619,938	-45720,428	112,716	8312,805
19.89	-1,1	73,75	-660,602	-48719,416	120,110	8858,076
22.92	-1,1	73,75	-701,650	-51746,697	127,573	9408,490
25.23	-2,4	35,7	-1459,310	-52097,349	-596,990	-21312,552
	-1,9	35,7	-1127,648	-40257,043	-265,329	-9472,245
	-1,5	37,7	-994,984	-37510,887	-132,665	-5001,452
				-496590,639		30891.0893

⊗ Sens y :

Tableau IV.18: La force résultante (sens Y).

Hauteur	cp	S(yy)	Pour cp = 0.8		Pour cp = -0.5	
			Qjy	R(y)	Qjy	R(y)
1.53	-1,1	34,88	-610,933	-21309,347	111,079	3874,427
4.59	-1,1	34,88	-610,933	-21309,347	111,079	3874,427
7.65	-1,1	34,88	-610,933	-21309,347	111,079	3874,427
10.71	-1,1	34,88	-610,933	-21309,347	111,079	3874,427
13.77	-1,1	34,88	-610,933	-21309,347	111,079	3874,427
16.83	-1,1	34,88	-633,270	-22088,458	115,140	4016,083
19.89	-1,1	34,88	-674,809	-23537,329	122,693	4279,514
22.92	-1,1	34,88	-716,739	-24999,869	130,316	4545,431
25.23	-2,4	16,5	-1490,693	-24596,426	-609,829	-10062,174
	-1,9	16,5	-1151,899	-19006,329	-271,035	-4472,078

	-1,5	16,5	-1016,381	-16770,291	-135,518	-2236,039
				-237545,439		15442,8718

Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0,8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = -496590,639 \text{ N} = -496.590 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -237545.939 \text{ N} = -237.546 \text{ KN}$$

Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 30891,0893 \text{ N} = 30.891 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 15442.8718 \text{ N} = 15.442.429 \text{ KN}$$

IV.2 ETUFE SISMIQUE

IV.2.1 Introduction

L'actualité montre régulièrement que les tremblements de terre entraînent des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production, affectant notablement l'activité économique de la région touchée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages capables de résister aux séismes, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

IV.2.2 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV.2.3 Calcul dynamique du bâtiment: RPA 2003 (Art.4.1.1.p:25)

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

IV.2.3.1 Méthode statique équivalente

★ Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur .

★ Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

★ Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003.

Les condition sont vérifiées donc la méthode est applicable.

✓ Méthode statique Equivalente :

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99 (Art 4,2,3 p : 26)}$$

Notation :

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci-dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.19 : Coefficients d'accélération de zone.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Pour notre structure, on est dans le cas d'un **groupe d'usage 2 en zone III** donc :

$$A = 0.25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003 page 34

Tableau IV.20: valeurs de T_1 et T_2 .

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2	0,30	0.40	0.50	0.70

$T_1(S_2) = 0,15$ sec

$T_2(S_2) = 0,40$ sec

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- $\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau (4-7) du RPA99/version 2003 page 26 présenté ci-après.

Tableau IV.21: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend
 $\xi = 7 \%$.

D'où $\eta = 0,882 > 0,7$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 page 31

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003 page31

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

 **Pour le sens longitudinal :**

$$H_N = 24.48 \text{ m et } d = 23.80 \text{ m}$$

$C_T = 0,05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée

$$T_e = 0,05 \times (24.48^{\frac{3}{4}}) = 0.55 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{23.80}} = 0,45 \text{ sec}$$

$$\text{Alors : } T = \min (0,55 \text{ s}, 0,45 \text{ s})$$

$$\text{Donc : } T = 0,45 \text{ s}$$

$$T_2 (S_2) = 0,4 \text{ s} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,45} \right)^{2/3} = 2,04 \Rightarrow D = 2,04$$

 **Pour le sens transversal**

$$H_N = 24.48 \text{ m et } d = 11 \text{ m}$$

$$T_e = 0,05 \times (24.48^{\frac{3}{4}}) = 0.55 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{11}} = 0,66 \text{ sec}$$

$$T = \min(0,55 \text{ s}; 0,66 \text{ s})$$

$$\text{Donc } T = 0,55 \text{ s}$$

$$T_2 (S_2) = 0,4 \text{ s} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc : $D_y = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.55} \right)^{2/3} = 1.78 \Rightarrow D_y = 1.78$

✿ **Période fondamentale :**

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.) page 32 qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculé par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

Une période empirique :

$T_y = 0.55 \text{ sec.}$

$T_x = 0.45 \text{ sec.}$

Nous avons:

$1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.55 = 0.72.$

$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.45 = 0.59$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a :

R = 5

Q : Facteur de qualité, défini par :

Q = 1 + \sum P_a \quad Q = 1,15 « pour les deux sens »

Q_x = 1.15

Q_y = 1.15

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non de la critère « q » d'après le Art.4.4 (R.P.A 99. P : 30).

Tableau IV.22: Valeurs des pénalités P_q .

Critère q »	P _q		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
3. Régularité en plan	✓ 0	0,05	observé
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé

5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0.05	N. observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0.01	N. observé

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA) page 31

Pour un bâtiment multipel $\beta = 0.20$.

☞ modélisation de la Structure initiale (sans voile)

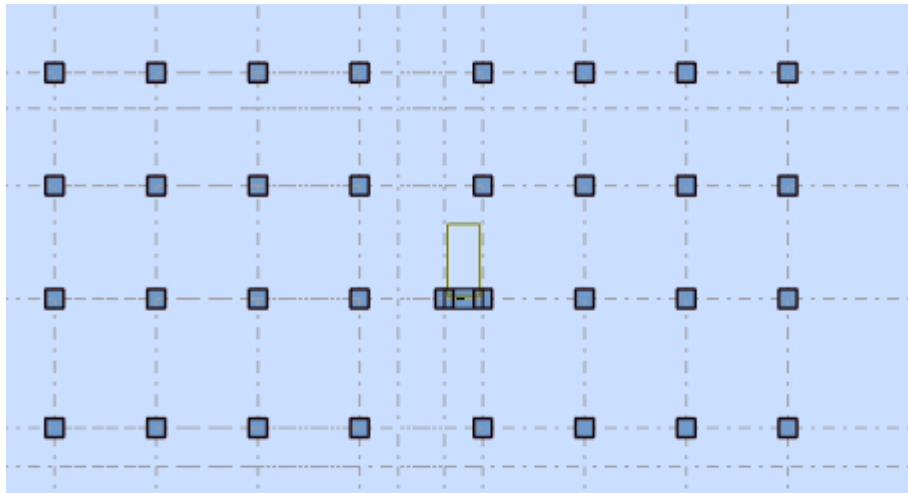


Figure IV.8: structure initiale (sans voile).

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau .IV.23: périodes et facteurs de participation modaux.

Mode	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.79	74.71	0.00	74.71	0.00
2	0.79	0.00	79.65	74.72	79.65
3	0.77	5.35	0.00	80.06	79.65
4	0.25	9.44	0.00	89.50	79.66
5	0.25	0.00	10.64	89.50	90.29
6	0.24	0.75	0.00	90.25	90.29
7	0.14	3.74	0.00	94.00	90.29
8	0.14	0.00	4.08	94.00	94.38
9	0.13	0.33	0.00	94.32	94.38
10	0.09	2.15	0.00	96.47	94.38

☞ **Première proposition :**

La structure initiale est présentée dans la figure suivante:(la position des voiles).

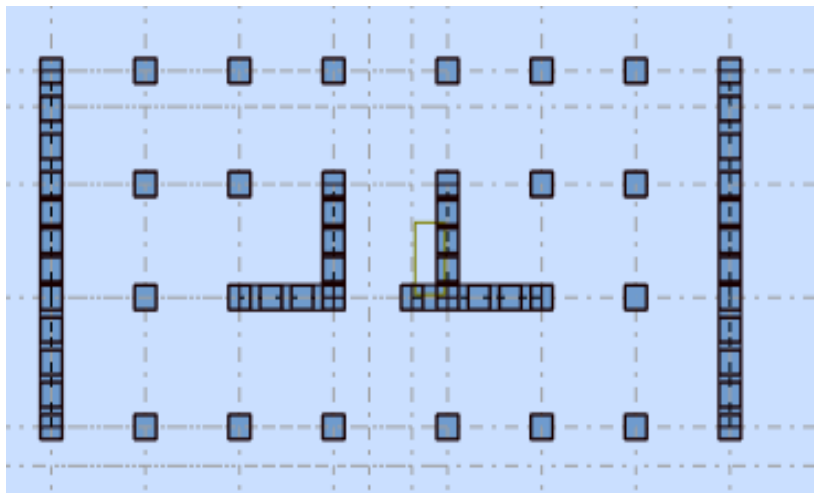


Figure IV.9: Choix initial de la disposition des voiles.

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

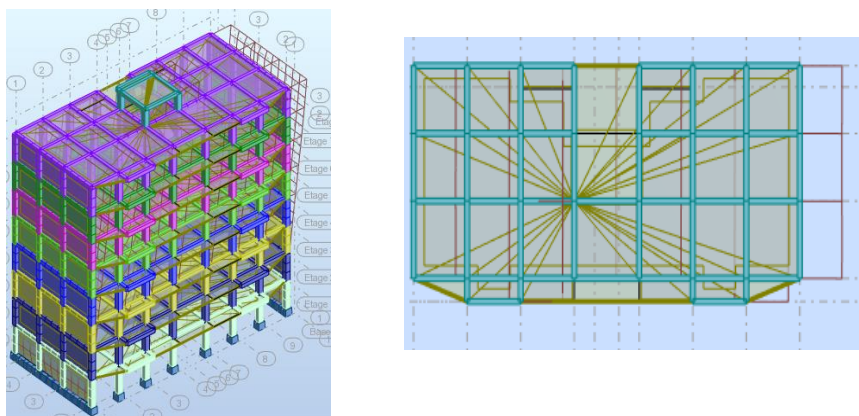
Tableau IV.24: périodes et facteurs de participation modaux (Première proposition).

Mode	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	0.53	72.34	0.00	72.34	0.00	Trans.x
2	0.26	0.00	70.26	72.34	69.80	Trans.y
3	0.20	0.00	0.00	72.34	69.80	Torsion
4	0.14	16.21	0.00	88.55	69.80	/
5	0.07	5.42	0.00	93.97	69.80	/
6	0.07	0.00	19.69	93.97	90.50	/
7	0.05	0.00	0.00	93.97	90.50	/
8	0.05	1.52	0.00	95.49	90.50	/
9	0.04	1.20	0.00	96.69	90.50	/
10	0.04	0.00	0.93	96.89	90.50	/

Interprétation

D'après le RPA 99 (2003) Art 4.3.4. a page 34

- ✓ Il faut 5 modes pour attendre 90% de participation des masses modales selon L'axe X
- ✓ Il faut 6 modes pour attendre 90% de participation des masses modales selon L'axe Y
- ✓ Le 1er mode est un mode translation selon l'axe X avec 72.34% de participation de masse modale.
- ✓ Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y avec 70.26%de participation de masse modale.
- ✓ Le 3eme mode est mode torsion pure.

**Figure IV.10:**Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0.55s)

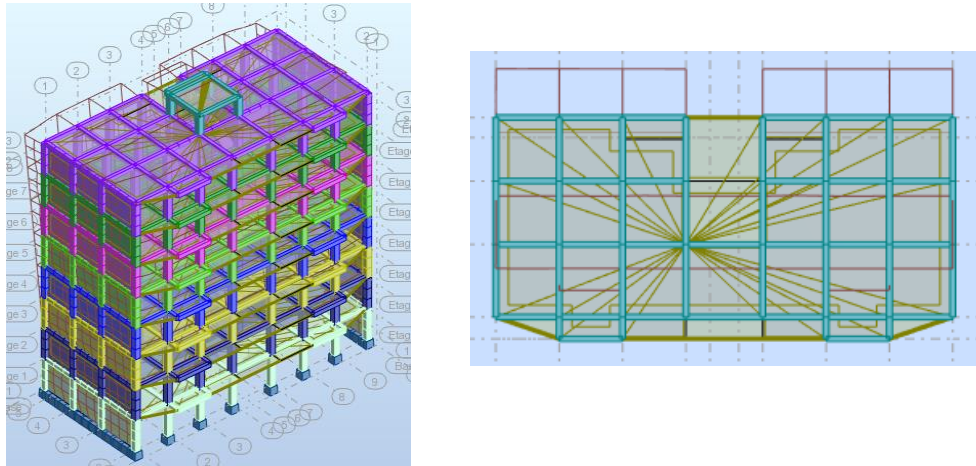


Figure I.11: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T1=0.25 s)

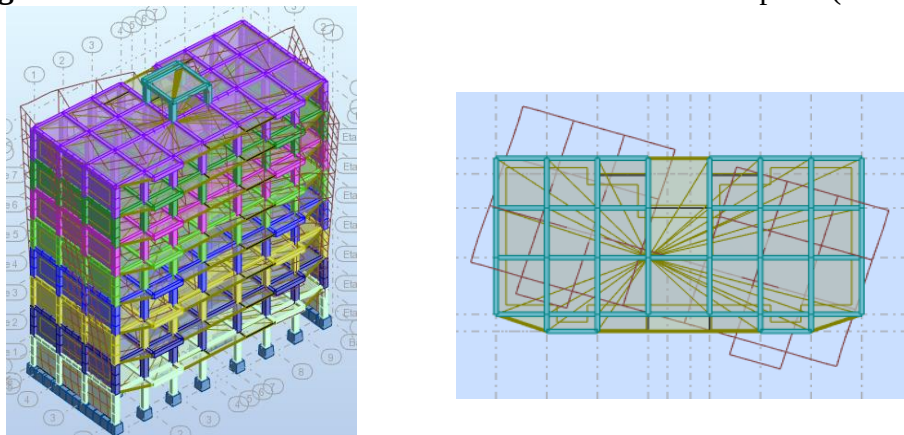


Figure IV.12: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T1=0.20s)

Notre structure est mixte

$$\left. \begin{aligned} 1.3 \times T_y &= 1.3 \times 0.55 = 0.72 \geq T_{\text{dyn},y} = 0.26 \text{ sec.} \\ 1.3 \times T_x &= 1.3 \times 0.45 = 0.59 \geq T_{\text{dyn},x} = 0.53 \text{ sec.} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage RPA

$$\frac{F_{x\text{poteau}}}{F_{x\text{total}}} = \frac{114.50}{253.15} = 45\% > 25\% \quad \text{C.V}$$

$$\frac{F_{y\text{poteau}}}{F_{y\text{total}}} = \frac{80.05}{305.91} = 26.16\% > 25\% \quad \text{C.V}$$

Vérifications: selon RPA 2003 (Art 3.4.4.a. p : 21)

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

- ❖ Les sollicitations verticales totales de la structure : -2739.89t
- ❖ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : -893.32 t

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_z \text{ total}} = \frac{893.32}{2739.89} = 32 \% < 20\%$$

C.N.V

D'après ce résultat, la structure n'est pas assurée par un contreventement économique c.-à-d. : un contreventement mixte (poteau-voile) comme il été estimé donc on propose une deuxième disposition.

➤ **Deuxième Proposition (proposition finale)**

Pour cette raison, on propose de change la disposition et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants

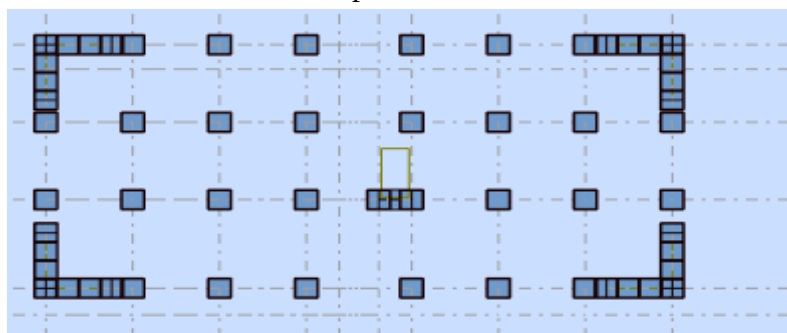


Figure IV.13 : Choix final de la disposition des voiles.

Après le calcul obtenu les résultats suivants :

Tableau .IV.25: Périodes et facteurs de participation modaux(choix final).

Mode	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	0,53	0,05	73,34	0,05	73,34	Trans.y
2	0,53	72,83	0,05	72,88	73,39	Trans.X
3	0,37	0,03	0,00	72,91	73,39	Torsion
4	0,15	0,00	15,05	72,91	88,44	/
5	0,15	15,70	0,00	88,60	88,44	/
6	0,10	0,01	0,00	88,61	88,44	/
7	0,07	0,00	5,39	88,62	93,83	/
8	0,07	5,29	0,00	93,90	93,83	/
9	0,05	0,98	0,00	94,89	93,83	/
10	0,05	0,05	0,00	94,94	93,83	/

Interprétation :

D'après le RPA 99 (2003) Art 4.3.4. a page 34

- ✓ Il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales selon L'axe X
- ✓ Il faut 7 modes pour attendre 90% de participation des masses modales selon L'axe Y
- ✓ Le 1er mode est un mode translation selon l'axe X avec 73.34% de participation de masse modale.
- ✓ Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y avec 72.83%de participation de masse modale.
- ✓ Le 3eme mode est mode torsion pure.
- ✓ Périod :

$$T_{\text{dyn},y} = 0.53 \text{ sec}$$

$$T_{\text{dyn},x} = 0,53 \text{ sec}$$

Nous avons:

$$\begin{aligned} 1.3 \times T_y &= 1.3 \times 0.55 = 0.72 \geq T_{\text{dyn},y} = 0.53 \text{ sec} \\ 1.3 \times T_x &= 1.3 \times 0.45 = 0.59 \geq T_{\text{dyn},x} = 0,53 \text{ sec} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} 1.3 \times T_y \\ 1.3 \times T_x \end{aligned}} \right\} \text{CV}$$

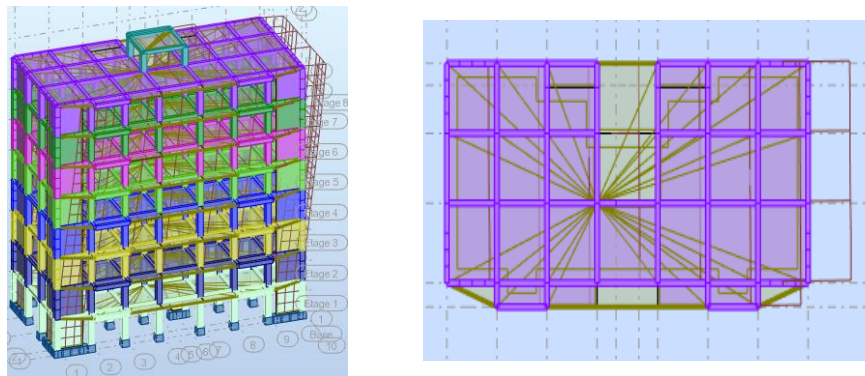


Figure IV.7: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0.53s)

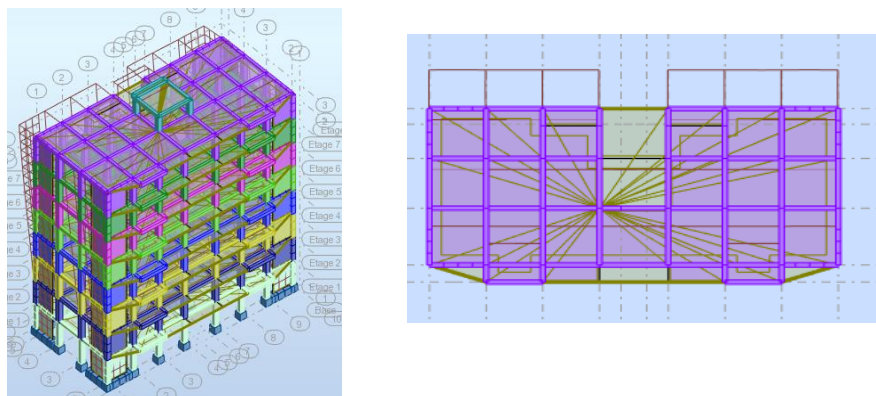


Figure IV.8 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T1=0.53 s)

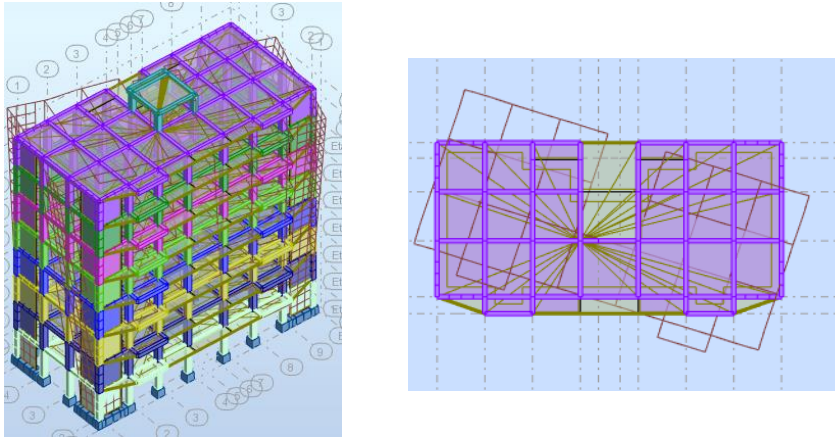


Figure IV.9 : Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. ($T_1=0.37s$).

Donc , on adopte la dernière disposition des voiles que a vérifié la stabilité de la structure contre le séisme

IV.2.4 calcul de l'action sismique

IV.2.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

✚ Selon RPA99 (2003) (Art 4.3.6: p35)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$W(t) = 2299.40 \text{ t}$$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors :

Effort tranchant à la base dans le sens x :

$$V_x(\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 0.25 \times 2.04 \times 1.15 \times 2299.40 / 5 = 269.72 \text{ t}$$

Effort tranchant à la base dans le sens y :

$$V_y(\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 0.25 \times 1.78 \times 1.20 \times 2299.40 / 5 = 235.34 \text{ t}$$

Tableau IV.26: L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente.

sens	A	D	R	Q	W(t)	V _{stat}	0,8 V _{stat}
longitudinal	0,25	2,04	5	1,2	2299,40	269.72	215.78
transversal	0,25	1,78	5	1,2	2299,40	235.34	188.327

Tableau IV.27: L'effort tranchant à la base donnée par robot.

Sens longitudinal	V _X = 228,69 t
Sens transversal	V _Y = 228,50 t

✎ **Vérification :**

$$\frac{V_{dy}}{V_{st}} \geq 0.8$$

★ **Sens longitudinal : XX**

$$\frac{228.69}{269.72} = 0.85 \geq 0.8 \quad CV$$

★ **sens transversal :YY**

$$\frac{228.50}{235.34} = 0.97 \geq 0.8 \quad CV$$

Tableau IV.28: Les résultats des forces sismiques .

	V _d (t)	V _{st} (t)	80%V _{st}	0.8V _{st} < V _d
Sens X	228.69	269.72	215.78	Vérifie
Sens Y	228,50	235.34	188.33	Vérifie

IV.2.5 Caractéristique géométrique

IV.2.5.1 L'excentricité théorique

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |x_{cm} - x_{ct}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité :

Tableau IV.29: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Etage	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion		Excentricité	
	W (t)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
RDC	289,69	11.90	5.36	11.90	5.50	0.00	0,15
1	286,69	11.90	5.32	11.90	5.50	0.00	0,18
2	286,69	11.90	5.32	11.90	5.50	0.00	0,18
3	286,69	11.90	5.32	11.90	5.50	0.00	0,18
4	286,69	11.90	5.32	11.90	5.50	0.00	0,18
5	286,69	11.90	5.32	11.90	5.50	0.00	0,18
6	286,69	11.90	5.32	11.90	5.50	0.00	0,18
7	273,90	11.90	5.41	11.90	5.50	0.00	0,10
Somme	2283,73						

IV.2.5.2 Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99 (2003 p : 35) impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 23.80$ m $e_{ax} = 1.19$ m
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 11.00$ m $e_{ay} = 0.55$ m

IV.2.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : RPA99(Art 4.2.5 p :32)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante : (Art 4.2.5)

RPA99 page 32

$$\begin{cases} \text{si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \cdot T \cdot V \\ \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule (4-11) du RPA99 (2003 p :32)

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

Distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

★ les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

✚ Sens longitudinal :

Tableau IV.30: Les efforts réduits sur les poteau (Sens longitudinal)

Etage	Fx (t) (Total)	Fx (t) sur les poteaux
RDC	228,69	92,82
1	222,55	71,20
2	209,66	80,99
3	192,03	83,33
4	168,25	79,79
5	138,09	72,33
6	102,15	59,94
7	56,47	59,43

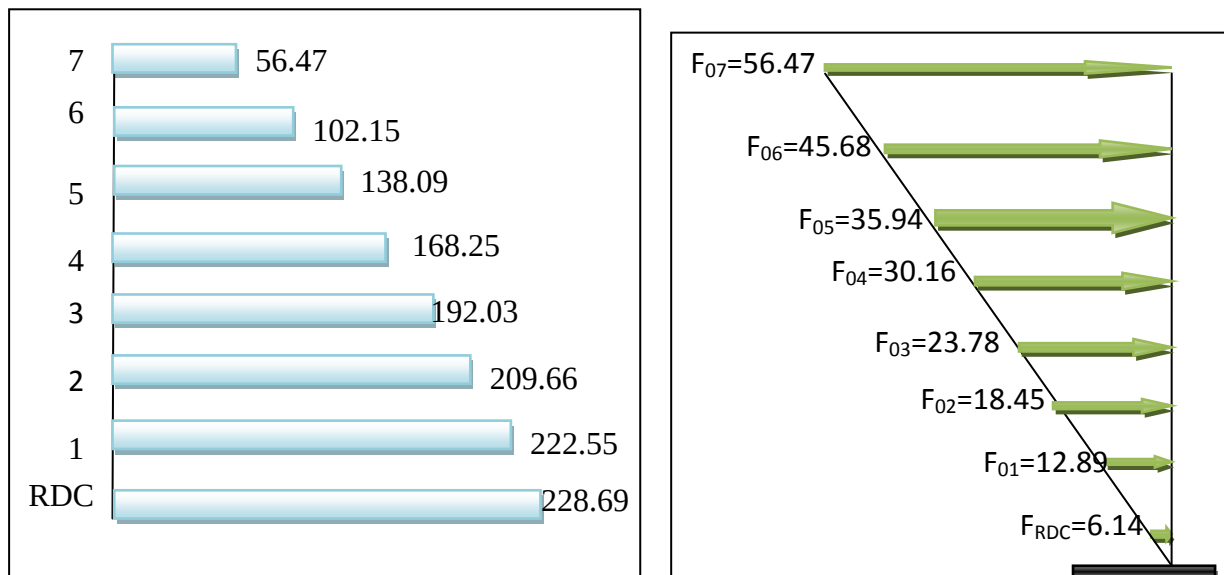


Figure IV.11: Effort tranchant et Force sismique par niveau [T].

Sens transversal :

Tableau IV.31: Les efforts réduits sur les poteau (Sens transversal)

Etage	Fy (t) (Total)	Fy (t) sur les poteaux
RDC	228,50	92,21
1	222,66	71,38
2	209,90	80,44
3	192,19	81,77
4	168,24	77,07
5	137,54	68,40
6	101,34	55,38
7	55,94	52,22

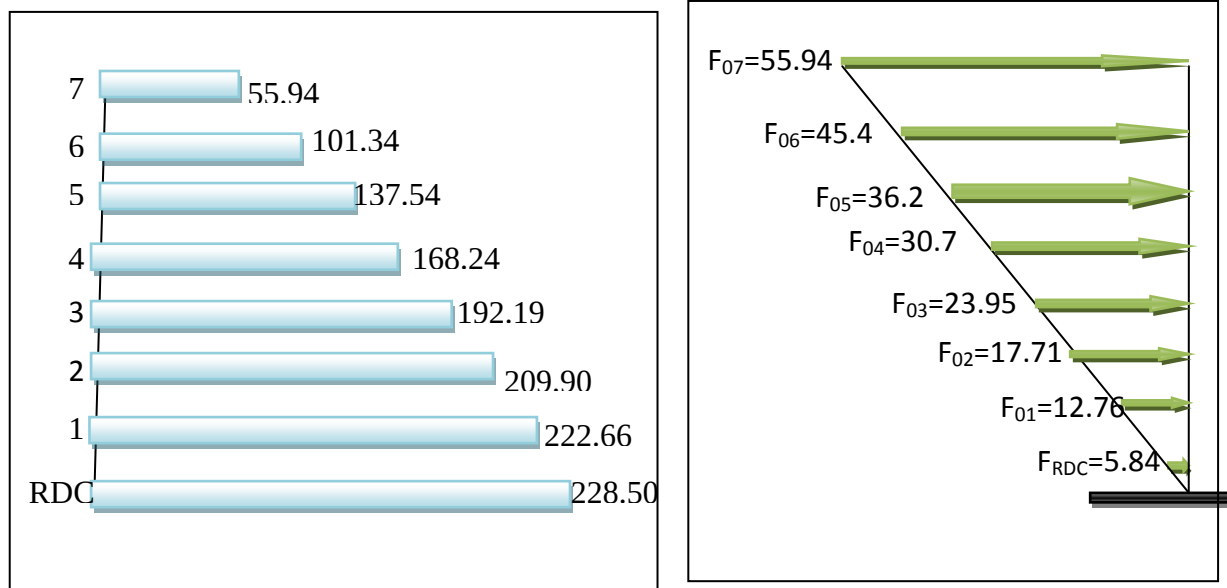


Figure IV.12: Effort tranchant et Force sismique par niveau [T].

Tableau IV.32: Les efforts réduits sur les voiles.

Etage	Fz (t) (Total)	Fz(t) sur les voiles
RDC	-2596,60	-459,45
1	-2224,03	-374,35
2	-1902,83	-320,77
3	-1581,62	-264,35
4	-1260,42	-206,15
5	-939,22	-146,63
6	-618,01	-86,37
7	-296,81	-25,43

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage RPA page 21

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{92,82}{228,69} = 40.58\% > 25\%$$

C.V 92,82

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{92,21}{228.50} = 40.35\% > 25\%$$

C.V

✍ **Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) page 21**

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

❖ Les sollicitations verticales totales de la structure : -2596.60 t

❖ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : -459.45 t

$$\frac{Fz \text{ voile}}{Fz \text{ total}} = \frac{459,45}{2596,60} = 17.69 \% < 20\% \quad \text{C.V}$$

On adopte le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles

IV2.7. Vérification les déplacements

IV.2.7.1 Calcul des déplacements relatifs horizontaux

L'article 4.4.3 du RPA(2003) p : 35

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

- δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i
 - R : coefficient de comportement = 5
 - Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à
- $$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

✚ **Sens longitudinal :**

Tableau IV.33: Déplacements absolus pour Sens longitudinal.

Etage	δ_k [cm] $= R \cdot \delta_{ck}$	$\Delta_{Kx} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [cm]	H _i	1%h _i	Observation
RDC	0,4	0,4	306	3.06	vérifie
1	1,1	0,7	306	3.06	vérifie
2	2,0	0,9	306	3.06	vérifie
3	3,0	1,0	306	3.06	vérifie
4	3,9	1,0	306	3.06	vérifie
5	4,8	0,9	306	3.06	vérifie
6	5,7	0,8	306	3.06	vérifie
7	6,4	0,7	306	3.06	vérifie

 **Sens transversal:**

Tableau IV.34: Déplacements absolus pour Sens transversal.

Etage	δ_k [cm] $= R \cdot \delta_{ck}$	$\Delta_{Kx} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [cm]	Hi	1%hi	condition
RDC	0,4	0,4	306	3.06	vérifie
1	1,1	0,8	306	3.06	vérifie
2	2,1	0,9	306	3.06	vérifie
3	3,0	1,0	306	3.06	vérifie
4	4,0	1,0	306	3.06	vérifie
5	4,9	0,9	306	3.06	vérifie
6	5,7	0,8	306	3.06	vérifie
7	6,4	0,7	306	3.06	vérifie

Donc :

✓ $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

IV.2.8 Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition

Suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003 page 37**

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de

Niveau k :

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.

 Sens longitudinal

Tableau IV.35: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal.

Niveau	Wi (T)	P _k (t)	Δ _k (m)	V _x	h _k (m)	Θ	<0.1
7	273,90	273,900	0,007	56,470	3,060	0,011	vérifie
6	286,69	560,590	0,008	102,150	3,060	0,014	vérifie
5	286,69	847,280	0,009	138,090	3,060	0,018	vérifie
4	286,69	1133,970	0,010	168,250	3,060	0,022	vérifie
3	286,69	1420,660	0,010	192,030	3,060	0,024	vérifie
2	286,69	1707,350	0,009	209,660	3,060	0,024	vérifie
1	286,69	1994,040	0,007	222,550	3,060	0,020	vérifie
RDC	289,69	2283,730	0,004	228,690	3,060	0,013	vérifie

 Sens transversal

Tableau IV.36: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal.

Niveau	Wi (T)	p _k (t)	Δ _k (m)	V _y	h _k (m)	Θ	<0.1
7	273,90	273,900	0,007	55,940	3,060	0,011	vérifie
6	286,69	560,590	0,008	101,340	3,060	0,014	vérifie
5	286,69	847,280	0,009	137,540	3,060	0,018	vérifie
4	286,69	1133,970	0,010	168,240	3,060	0,022	vérifie
3	286,69	1420,660	0,010	192,190	3,060	0,024	vérifie
2	286,69	1707,350	0,009	209,900	3,060	0,024	vérifie
1	286,69	1994,040	0,008	222,660	3,060	0,023	vérifie
RDC	289,69	2283,730	0,004	228,500	3,060	0,013	vérifie

 Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux sens.

 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation

suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales. $M_r = \sum F_i \times h_i$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales. $M_s = W \times L/2$

W : le poids total de la structure

 Sens longitudinal :

Tableau. IV.37: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X).

Niveau	F _x	F _i (t)	h _i (m)	F _i ×h _i (t.m)
RDC	228,69	6,14	3,06	18,79
1	222,55	12,89	6,12	78,89
2	209,66	17,63	9,18	161,84
3	192,03	23,78	12,24	291,07
4	168,25	30,16	15,3	461,45
5	138,09	35,94	18,36	659,86
6	102,15	45,68	21,42	978,47
7	56,47	56,47	24,48	1382,39
MR _y				4205,88

 Vérification :

$$M_s = 2283,73 \times \frac{23.80}{2} = 27176.387 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{MR_x} = \frac{27176.387}{4205.88} = 6.46 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

 Sens transversal :

Tableau. IV.38: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(y).

Niveau	F _x	F _i (t)	h _i (m)	F _i ×h _i (t.m)
RDC	228,5	5,84	3,06	17,87
1	222,66	12,76	6,12	78,09
2	209,9	17,71	9,18	162,58
3	192,19	23,95	12,24	293,15
4	168,24	30,7	15,3	469,71
5	137,54	36,2	18,36	664,63
6	101,34	45,4	21,42	972,47
7	55,94	55,94	24,48	1369,41
MR _x				4027,909

✂ **Vérification:**

$$M_s = 2283,73 \times \frac{11}{2} = 12560.515 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{R_x}} = \frac{12560.515}{4027.909} = 3.11 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.8 Conclusion

Le calcul parasismique nous a conduit à introduire un système de contreventement mixte avec interaction poteau –voile pour notre structure .

D’après les vérifications faites selon le règlement RPA 2003 on peut constater que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus par le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitations des éléments principaux) seront exploités pour la détermination des sections d’armatures des éléments porteurs dans le chapitre suivant .

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

V.2 ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

V.2.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Tableau V.1 : caractéristique mécanique des matériaux.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

V.2.2. Le ferraillage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad (B) \quad (A)$$

Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

V.2.3. Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

✚ Selon le BAEL91 : page 100

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5 Q$$

✚ Selon le RPA99 :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

Donc ils doivent être ferraillés en flexion composée à l'ELU.

V.2.4. Recommandation de (RPA 2003) page 43 :

★ Les armatures longitudinales :

1/ Pourcentage minimal (zone III) : 0,9 %

2/ Pourcentage maximal : 4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement .

3/ Diamètre minimum : 12mm.

4/ la longueur minimale de recouvrement est de : $50\varnothing$ en zone III.

5/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20cm (zone III).

6/ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).

La zone nodale est définie par : l' et h' .

$$l' = 2 \times h$$

$$l' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

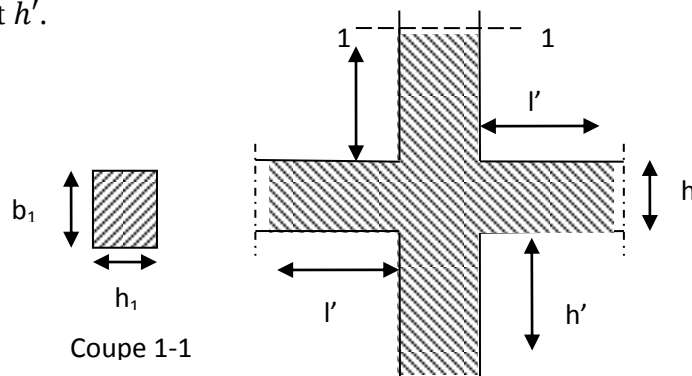


Figure V.1. Zone nodale

★ **Armatures transversales :**✚ **BAEL91 :(art A.8.1, 3) :page 190**1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ 2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ ✚ **RPA99(VER2003): page 43**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

 V_u : est l'effort tranchant de calcul. h_1 : Hauteur totale de la section brute. f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa). ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

 S_t : est l'espacement des armatures transversales- La zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III- La zone courante : $S_t \leq \min (b_l/2, h_l/2, 10\phi_l)$ en zone III ϕ_ℓ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{si } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\% \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes. λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

 l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

V.2.5. Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

✚ D'après le **RPA99ver 2003 :page 36**

$$\triangleright G + Q + E \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\triangleright 0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5.2)$$

✚ D'après le **BAEL 91 :**

$$\triangleright 1.35 G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N^{\max} : M^{\text{correspondant}}$$

$$N^{\min} : M^{\text{correspondant}}$$

$$M^{\max} : N^{\text{correspondant}}$$

V.6 Calcule de ferrailage

Soit le poteau (dimension 50×50) :

$$c = c' = 4 \text{ cm} ; S = 50 \times 50 (\text{cm}^2) ; \text{acier } F_e E400 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 18.5 \text{ Mpa} ; l = 3.06 \text{m} : \text{hauteur totale du Poteau.}$$

Résultats de logiciel RROBOT.

$$N^{\max} : M^{\text{correspondant}} \quad (\text{ voir Annexe V.1})$$

$$N^{\min} : M^{\text{correspondant}} \quad (\text{ Voir Annexe V.2})$$

$$M^{\max} : N^{\text{correspondant}} \quad (\text{ voir Annexe V.3})$$

Tableau V.2 : Effort et moments sur le poteau (50×50) pour déférente combinaison.

ELU (bare 13)		G + Q +Ey (bare 455)		ELS (bare 289)		ELS (Bare 13)	
$N_{\max} (t)$	$M_{\text{COR}} (t.m)$	$M_{\text{MAX}} (t.m)$	$N_{\text{cor}}(t)$	$N_{\min} (t)$	$M_{\text{cor}} (t.m)$	$N_{\max} (t)$	$M_{\text{COR}}(t.m)$
158.15	0.96	10.34	53.37	0.55	0.12	114.90	0.68

V.2.6.1 Ferraillage longitudinal :

$$N_{\max} = 1581500 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 9600 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{MAX}} = 103400 \text{ N.m} ; \quad N_{\text{cor}} = 533700 \text{ N}$$

$$N_{\min} = 5500 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 1200 \text{ N.m}$$

☞ 1^{er} cas (ELU):

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article A.4.3.5 du C.B.A 93 page 25** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \quad L = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1.224 \text{ cm}) \quad \text{Alors} \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{9600}{1581500} = 0.006 \text{ m} = 0.6 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.6 = 2.6 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) \quad \text{CBA page 26}$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) = \max \left(15 ; \frac{20 \times 2.6}{50} \right) = \max(15 ; 1.04)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{0.5} = 4.284 < \max(15 ; 1.04) \quad CV$$

Donc les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

ϕ : généralement on prend $\phi=2$ } CBA page 26
le coefficient α compris entre 0 et 1 . }

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.142}{0.5} = 14.823$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.823}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.5} (2 + 0.82 \times 2) = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_1 + e_2 = 2.6 + 1 = 3.6 \text{ cm}$$

$$e = 3.6 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 1581500 \times 0.036 = 56934 \text{ N.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 1581500 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 56934 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) \cdot 50 \times 50 \times 14.2$$

$$A = 493362.5 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{u\text{corrigé}} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 56934 + 1581500 \left(0.46 - \frac{0.50}{2} \right) = 389049 \text{ N.m}$$

$$B = 1581500(0.46 - 0.04) - 389049 = 275181 \text{ N.m}$$

$$493362.5 > 275181$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée

Détermination des armatures à la flexion simple

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{389049}{14.2 \times 50 \times 46^2} = 0.26 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.26}] \Rightarrow \alpha = 0.38$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.38) = 0.848$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{389049}{348 \times 0.848 \times 46} = 28.66 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures à la flexion composée

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 28.66 - \frac{1581500}{100 \times 348} = -16.79 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0$$

Le ferraillage est négatif ($A=0$, $A'=0$) mais on doit prendre ($A+A'$) au moins égal au max des valeurs suivantes :

Selon BAEL83 page 111

$$A_{\min}^u \leq \left[\frac{4(b+h)^2}{100}; \frac{0.2 \times bh}{100} \right]$$

$$A_{\min}^u \leq \left[\frac{4(50+50)^2}{100}; \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} \right] \rightarrow A_{\min}^u \leq [8 \text{ cm}^2; 5 \text{ cm}^2]$$

$$A^u = 8 \text{ cm}^2$$

☞ 2^{ème} cas (G+Q+Ey) : barre 455

$$M_{\text{MAX}} = 103400 \text{ N.m} ; N_{\text{cor}} = 533700 \text{ N.}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \quad L = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; 1.224 \text{ cm}) \quad \text{Alors} \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{103400}{533700} = 0.19 \text{ m} = 19 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 19 = 21 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.5} (2 + 0.82 \times 2) = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_1 + e_2 = 21 + 1 = 22 \text{ cm}$$

$$e = 22 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 533700 \times 0.22 = 117414 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 533700 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 117414 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 50 \times 50 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 629462.5 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 117414 + 533700 \times (0.46 - \frac{0.50}{2}) = 229491 \text{ N.m}$$

$$B = 533700 \times (0.46 - 0.04) - 229491 = -5337 \text{ N.m}$$

$$A = 629462.5 \text{ N.m} > B = -5337 \text{ N.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée

-Détermination des armatures à la flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \text{ situation accidentelle}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{229491}{18.5 \times 50 \times 46^2} = 0.12 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}] \Rightarrow \alpha = 0.16$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.16) = 0.936$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{229491}{400 \times 0.936 \times 46} = 13.33 \text{ cm}^2$$

-Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 13.33 - \frac{533700}{100 \times 400} = -0.013 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0$$

Le ferraillage est négatif ($A=0$, $A'=0$) mais on doit prendre ($A+A'$) au moins égal au max des valeurs suivantes :

Selon BAEL83 page 111

$$A_{\min}^u \leq \left[\frac{4(b+h)^2}{100}; \frac{0.2 \times bh}{100} \right]$$

$$A_{\min}^u \leq \left[\frac{4(50+50) \times 2}{100}; \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} \right] \rightarrow A_{\min}^u \leq [8 \text{ cm}^2; 5 \text{ cm}^2]$$

$$A^u = 8 \text{ cm}^2$$

☞ **3^{ème} cas ELS :**

$$N_{\min} = 5500 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 1200 \text{ N.m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \quad L = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; 1.224 \text{ cm}) \quad \text{Alors} \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{1200}{5500} = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 22 = 24 \text{ cm} = 0.24 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.5} (2 + 0.82 \times 2) = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_1 + e_2 = 24 + 1 = 25 \text{ cm}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 5500 \times 0.25 = 1375 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 5500 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 1375 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 50 \times 50 \times 14.2$$

$$A = 38761.74 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1375 + 5500 (0.46 - \frac{0.50}{2}) = 2530 \text{ N.m}$$

$$B = 5500 (0.46 - 0.04) - 2530 = -220 \text{ N.m}$$

$$A = 38761.74 \text{ N.m} > B = -220 \text{ N.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

-Détermination des armatures à la flexion simple

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{2530 \times 10^3}{14.2 \times 500 \times 460^2} = 0.002 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002}] \Rightarrow \alpha = 0.003$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.003) = 0.999$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{2530}{348 \times 1 \times 46} = 0.16 \text{ cm}^2$$

-Détermination des armatures à la flexion composée

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.16 - \frac{5500}{100 \times 348} = 0.002 \text{ cm}^2$$

★ **Vérification des sections :RPA (99ver2003)Art (7.4.2.p:43)**

⊗ **le pourcentage minimal des armatures longitudinales :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.9\%(h \times b) = 0.009(50 \times 50) = 22.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone III}$$

⊗ **le pourcentage maximale :**

$$A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone courante}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone de recouvrement}$$

⊗ **Condition de non fragilité : BAEL91 (Art A.4.2 p: 22)**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right] \text{ cas d'une flexion composée .}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.68}{114.90} = 0.0059 \text{ m}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 50 \times 46 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{0.59 - 0.455 \times 46}{0.59 - 0.185 \times 46} \right] = 7.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 7.13 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$\text{On prend : } A = A_{min}^{RPA} = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{8HA20} = 25.13 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3: Récapitulatif Les armatures totales.

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopté} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	8	22.5	7.13	8HA20
G+Q+Ey	8			25.13
ELS	0.002			

★ **Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser} = 1149000 \text{ N}$; $M_{ser} = 6800 \text{ N.m}$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{6800}{1149000} = 0.0059 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons les notions suivantes : **BAEL83 page 249**

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 50 + 15(25.1) = 2876.5 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{A_{adopté}}{2} = \frac{25.1}{2} = 12.55 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_1 c_1 + A_2 d) \right] = \frac{1}{2876.5} \left[\frac{50 \times 50^2}{2} + 15(12.55 \times 4 + 12.55 \times 46) \right]$$

$$V_1 = 25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

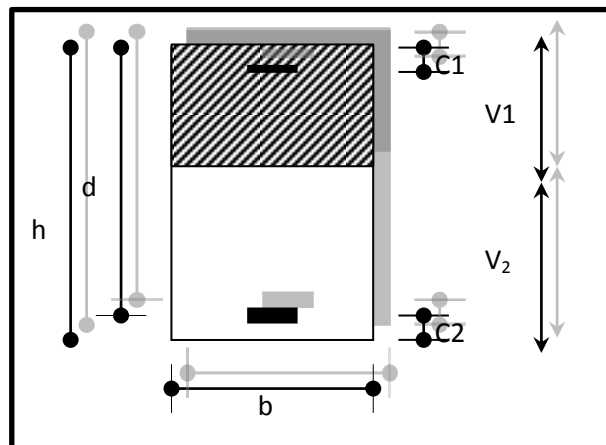


Figure V.2 : section d'un poteau.

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I = \frac{50}{3}(25^3 + 25^3) + 15(12.55 \times (25 - 4)^2 + 12.55 \times (25 - 4)^2) = 686539.08 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_G}{I}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 6800 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{1149000}{100 \times 2876.5} = 3.99 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6800}{686539.08} = 0.01$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.99 + 0.01 \times 25 = 4.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = \sigma_s^1 = 15[3.99 + 0.01(25 - 4)] = 63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_2)] = \sigma_s^1 = 15[3.99 - 0.01(46 - 25)] = 56.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_s^2 = 56.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

V.2.6.2 Armatures transversales :

✿ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q + Ex) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 103.5 \text{ KN} \quad \text{avoir Annexe V.5}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{103500}{500 \times 460} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

✿ Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003)art(7.4.2.2)page 43 les armatures transversales des poteaux

sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g > 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right) \quad \lambda_g = (4.28) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- **La zone nodale** : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III

- **La zone courante** : $S_t \leq \min (b_l/2, h_l/2, 10\phi_l)$ en zone III

$$S_t \leq \min (50/2, 50/2, 10 \times 2) \rightarrow S_t \leq \min (25, 25, 20) \rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

-En prend $S_t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 103500}{500 \times 400} \times 100 = 194.06 \text{ mm}^2 = 194.06 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

-En prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 103500}{500 \times 400} \times 150 = 291.09 \text{ mm}^2 = 2.91 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

☼ **Vérification des armatures minimales** : d'après

🚦 **RPA 2003 (7.4.2.2.p: 44)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0.3\% \rightarrow A_t^{\min} \geq 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 > 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Dans la zone courant : $t=15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0.3\% \rightarrow A_t^{\min} \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2 > 2.25 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

🚦 **BAEL91 :(Art A.8.1.3.P: 60)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ mm} \geq 6.67 \text{ mm} \quad \text{CV}$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (15 \times 2 ; 40 \text{ cm} ; 50 + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

★ **Les résultats sont résumés dans le tableaux suivants :**

Le poteau le plus sollicités.

Tableau V.4: Choix des barres du ferraillage de poteaux.

$S_{\text{pot}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{Cm}^2)$	N^{mbr} des barres	$A_{\text{adapt}}(\text{cm}^2)$
50x50	22.5	8HA20	25.1

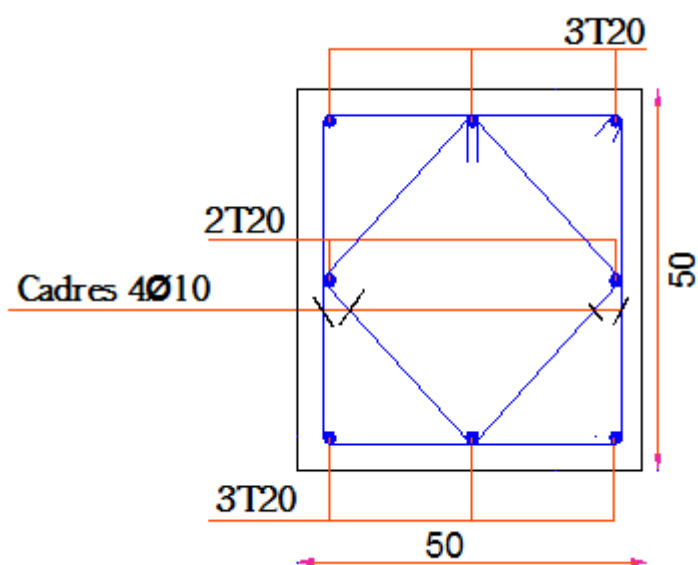


Figure V.3 : Ferrailage poteau (50×50).

V.3 Ferraillage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ BAEL91 :

- Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (A.4.2) page 22
- Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$ (B.6.4) page 85

★ Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3Mpa) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

★ Détermination de l'armature transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

-Espace $S_t \leq \min(0.9d, 40cm)$.

-Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.22) page 35

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4Mpa$$

Soit pratiquement $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.p :56)

h : hauteur totale de la poutre.

b₀ : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures

droites : $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

★ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

★ **Vérification de la flèche:BAEL91 Art B.6.5 .p : 86**

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

Avec :

M_t : moment max en travée.

M₀: moment isostatique minimal.

b : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

A : Section d'armature

V.3.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

✚ **Selon BAEL91 :**

1.35G+1.5Q en travée

✚ **Selon RPA99/2003 :**

G+Q+E sur appui

0.8G ±E sur appui

V.3.3 Recommandation RPA99/version2003:

➤ **Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1) page 46 :**

1/ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5% en toute section.

2/ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

3/ La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III.

➤ **Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2) :page 46**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont Nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

V.3.4 Calcule ferraillage

➤ **Ferraillage longitudinal**

★ **Poutre principale (30x40)**

⊗ **L'enrobage :**

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad , \quad \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm} \rightarrow c = 3 \text{ cm}$$

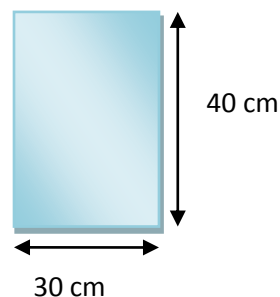


Figure V.4 : section de poutre principale.

D'après BAEL 91

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

★ En Travée :

☞ E.L.U : **Combinaison** (1.35G + 1.5Q) voir annexe V.6.

Tableau V.5: Ferraillage en travée.

	M (N.m)	μ	μ_l	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre	32000	0,054	0.392	0,069	0,972	2.55

❖ E .L.S :

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la Vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

☞ E.L.S : Combinaison (G + Q) voir Annexe V.7

Tableau V.6: Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$

	M _U (N.m)	M _{ser} (N.m)	α	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	32000	22900	0.069	1.40	0.45	vérifie

★ Sur Appuis :

☞ **Combinaison (0.8G-Ey)** voir Annexe V.8

Tableau V.7: Ferraillage en appuis.

	M (N.m)	μ	μ_l	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	125400	0,17	0.392	0,23	0,908	9.33

☼ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement :** BAEL 91 (art. A.5.1.1) page 33

$V_u^{\max} = 231.6 \text{ KN}$. Voir Annexe V.9

$$\tau = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau = \frac{231600}{300 \times 370} = 2.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.09 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

☼ **Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91**

(Art A.5.1,313. p :33)

★ **Appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 231600 \text{ N} \quad a = 0.9 \times 37 = 0.9 \times 37 = 33.3 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow v_u \leq 0.27 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$v_u = 231600 \text{ N} \leq 0.27 \times 33.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 674325 \text{ N} \quad \text{CV}$$

★ **Appuis intermédiaire :**

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0 \quad M_u = -60.3 \text{ KN}$$

$$V_u = 231.6 \text{ KN} > \frac{60.3}{0.9 \times 37} = 1.80 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

☼ **Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

★ **Appui de rive :**

$$A_s \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} \rightarrow A_s \geq \frac{231600 \times 1.15}{400} = 665.85 \text{ mm}^2 = 6.66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 \geq 6.66 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

★ Appuis intermédiaire :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \left(231600 - \frac{60300}{0.9 \times 370} \right) = 665 \text{ mm}^2 = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 \geq 6.65 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

❁ La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

❁ Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPA} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Tableau V.8: Ferraillage en travée et en appuis (poutre principale).

	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}^{BAEL}$ (cm ²)	$A_{\min}^{RPA/2}$ (cm ²)	$A_{\min}^{BAEL}$ (cm ²)	$A_{\max}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	2.55	1.2	6	1.34	6	3HA16=6.03
Appuis	9.33	1.2	6	1.34	9.33	3HA14+3HA16=10.65

➤ Les Armatures Transversales

En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2) page 46

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (40/4; 12 \times 1.6; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (10; 19.2; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}.$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2) page 46

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 40/2 \Rightarrow S_t \leq 20\text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0, 9 \times 37; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (33.3\text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$$

⊗ Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23.P : 35)

$$S_t = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t = \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45\text{ cm}^2$$

⊗ Condition exigée par le RPA2003 :page 46

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b.$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4\Phi 8 = 2.01\text{ cm}^2$$

⊗ Vérification à L'ELS :BAEL83 page 244

• En travée :

$$by_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$by_1^2 + 30Ay_1 - 30Ad = 0$$

$$30y_1^2 + 30(6.03)y_1 - 30(6.03)(37) = 0$$

$$30y_1^2 + 180y_1 - 13386.6 = 0$$

$$\Delta = (180)^2 - 4(30)(-13386.6) = 1638792$$

$$y_{1.1} = \frac{-180 - \sqrt{1638792}}{2 \times 30} = -24.34\text{cm}$$

$$y_{1.2} = \frac{-180 + \sqrt{1638792}}{2 \times 30} = 18.34\text{cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A'(y - c) + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 18.34^3}{3} + 15 \times 6.03(37 - 18.34)^2 = 93181.91 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{22900000}{931819100} = 0.025 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.025(370 - 183.4) = 69.975 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = Ky_1 = 0.025 \times 183.4 = 4.585 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 69.975 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_b = 4.585 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• En appuis :

$$by_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

$$30y_1^2 + 319.5y_1 - 11821.5 = 0$$

$$\Delta = 1520660.25 \quad ; \quad y_1 = 15.23 \text{ cm} \quad ; \quad I = 38804.18 \text{ cm}^4 \quad ; \quad K = 0.06 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 195.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_b = 9.138 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

☼ **Vérification de la flèche :** BAEL91 (art. B.6.5.1) page 85

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{CV}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow \frac{6.03}{30 \times 37} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \text{CV}$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad \text{CV}$$

★ La Poutre secondaire (30x35):

➤ Ferraillage longitudinal :

L'enrobage:

$$C \geq 1 + \frac{\varphi}{2} \quad , \quad \varphi = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \text{ cm} \rightarrow c = 3 \text{ cm}$$

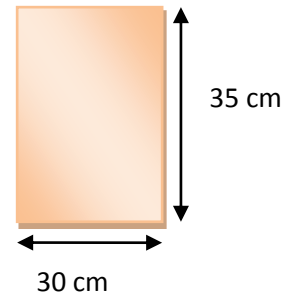


Figure V.5: section de poutre secondaire.

D'après BAEL 91

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

❖ E.L.S :

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

✎ Vérification nécessaire pour les poutres :

✿ La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

✿ Pourcentage minimal d'armatu

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa})$$

★ En Travée :

☞ E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q) voir Annexe V.10.

Tableau V.9: Ferraillage en travée (poutre secondaire).

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre secondaire	22700	0.052	0.392	0.067	0.973	2.09

☞ E.L.S : Combinaison (G + Q) voir Annexe V.11

Tableau V.10: . Vérification de la condition $\alpha < \bar{\alpha}$

	$M_U \text{ (N.m)}$	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	α	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre secondaire	22700	16300	0.067	1.39	0.445	vérifie

★ Sur Appuis :

☞ Combinaison (0.8G-Ex) voir Annexe V.12

Tableau V.11: Ferraillage en appuis .

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre secondaire	107400	0.19	0.392	0.27	0.892	9.41

☼ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement :** BAEL 91 (art. A.5.1.1) page 33

$$V_u^{\max} = 244 \text{ KN.} \quad \text{Voir Annexe V.13}$$

$$\tau = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau = \frac{244000}{300 \times 320} = 2.54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.54 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

☼ **Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91**

(art A.5.1,313.p :35)

★ **Appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 244000 \text{ N} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow v_u \leq 0.27 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$v_u = 244000 \text{ N} \leq 0.27 \times 28.8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 583200 \text{ N} \quad \text{CV}$$

★ **Appuis intermédiaire :**

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0 \quad M_u = -55.2 \text{ KN}$$

$$V_u = 244 \text{ KN} > \frac{55.2}{0.9 \times 32} = 1.92 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

☼ **Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

★ **Appui de rive :**

$$A_s \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} \rightarrow A_s \geq \frac{244000 \times 1.15}{400} = 701.5 \text{ mm}^2 = 7.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 \geq 7.02 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

⊗ **Appuis intermédiaire :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \left(244000 - \frac{55200}{0.9 \times 320} \right) = 701 \text{ mm}^2 = 7.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 \geq 7.01 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ **Les Armatures Transversales :**

-En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2) page 46

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (35/4; 12 \times 1.2; 30\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (8.75 \text{ cm}; 14.4; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2) page 46

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 35/2 \rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0, 9 \times 32; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (28.8 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$$

⊗ **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.22) page 35**

$$S_t = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t = \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.76 \text{ cm}^2$$

⊗ **Condition exigée par le RPA2003 : page 46**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4\Phi 8 = 2.01$$

⊗ **Vérification à L'ELS : BAEL83 page 244**

* **En travée :**

$$b y_1^2 + 30(A' + A) y_1 - 30(A' C' + A d) = 0$$

$$30 y_1^2 + 169.5 y_1 - 5424 = 0$$

$$\Delta = 679610 \quad ; \quad y_1 = 10.91 \text{ cm} \quad ; \quad I = 70674.28 \text{ cm}^4 \quad ; \quad K = 0.023 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 72.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_b = 2.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

★ En appuis :

$$by_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

$$30y_1^2 + 319.5y_1 - 10224 = 0$$

$$\Delta = 1328960.25 ; y_1 = 13.89 \text{ cm} ; I = 79191.81 \text{ cm}^4 ; K = 0.021 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 57.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_b = 2.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

★ Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1) page 85

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{CV}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow \frac{5.65}{30 \times 32} = 0.0059 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \text{CV}$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.088 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad \text{CV}$$

Résumé :

Tableau V.12 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Type de section	Section (cm ²)	Localis	A_{scal} (cm ²)	A_s^{RPA} (cm ²)	A_s^{BAEL} (cm)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Poutre principale	30×40	appui	9.33	6	1.34	3HA14+3HA16	10.65
		travée	2.55	6	1.34	3HA16	6.03
Poutre secondaire	30×35	appui	9.41	5.25	1.16	3HA14+3HA16	10.65
		travée	2.09	5.25	1.16	5HA12	5.65

★ Présentation du Ferrailage :

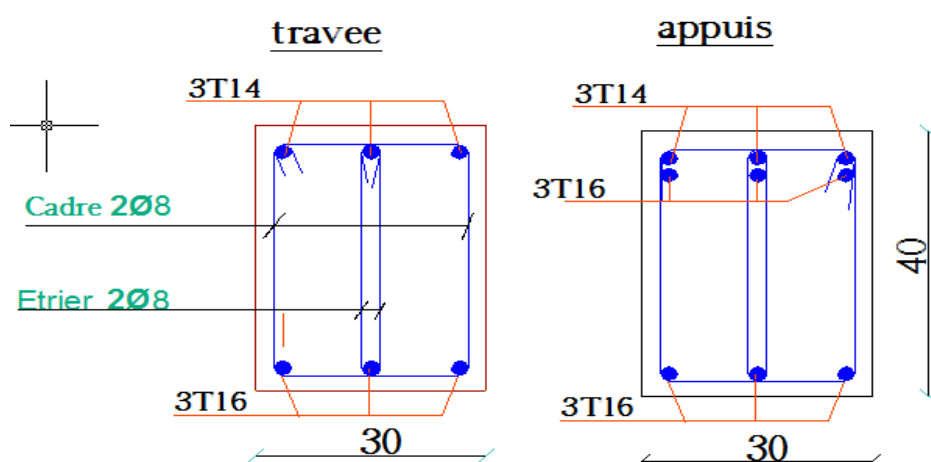


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

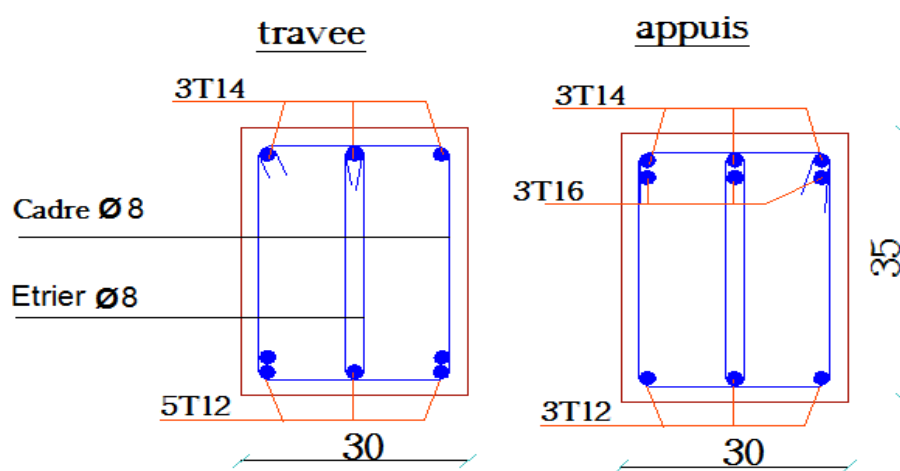


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.4 Ferraillage des voiles :**V.4.1 Introduction:**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferraillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferraillage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.4.2 Règles communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1,5e$ avec e : Epaisseur du voile.

$S \leq 30 \text{ cm}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est Possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles des charges.

❖ Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

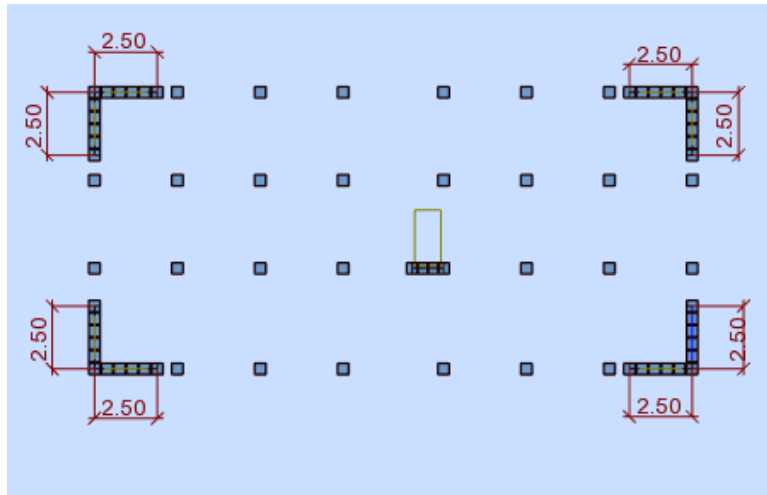


Figure V.8 : disposition des voiles dans notre structure.

V.4.3 Armatures verticales :

Soit le voile niveau RDC

$$h = 2.5 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.5 - 0.05 = 2.45 \text{ m} ; a = 15 \text{ cm}$$

$$N^{\max} : M^{\text{correspondant}} \quad (\text{Voir Annexe V.14})$$

$$N^{\min} : M^{\text{correspondant}} \quad (\text{Voir Annexe V.15})$$

$$M^{\max} : N^{\text{correspondant}} \quad (\text{Voir Annexe V.16})$$

Tableau V.13: Efforts appliqué sur les voiles.

0.8G-EX		0.8G-Ey		ELS	
$N_{\max} (t)$	$M_{\text{COR}} (t)$	$M_{\text{MAX}} (t)$	$N_{\text{cor}}(t)$	Nmin	Mcor
143.51	3.95	92.03	137.53	0.15	1.91

★ 0.8G-EX

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 PAGE 25 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$\mathbf{e} = \mathbf{e}_1 + \mathbf{e}_2 ; \mathbf{e}_1 = \mathbf{e}_a + \mathbf{e}_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \quad L = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; 1.224 \text{ cm}) \text{ Alors } e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{3.95}{143.51} = 0.028 \text{ m} = 2.8 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 2.8 = 4.8 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$ CBA page 26

h : hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

l_f : longueur de flambement .

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$* \frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{2.5} = 0.86$$

$$* 20 \times \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{4.8}{250} = 0.38$$

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right) \rightarrow 0.86 < \max(15 ; 0.38) \rightarrow 0.86 < 15 \quad CV$$

Donc les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

ϕ : généralement on prend $\phi = 2$
 le coefficient α compris entre 0 et 1

} CBA page 26

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.142}{2.5} = 2.96$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{2.96}{35} \right)^2} = 0.85$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 2.55} (2 + 0.85 \times 2) = 0.0026 \text{ m} = 0.26 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_1 + e_2 = 4.8 + 0.26 = 5.06 \text{ cm}$$

$$e = 5.06 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 1435.1 \times 0.051 = 73.19 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 250 - 0.81 \times 5) \cdot 15 \times 250 \times 18.5$$

$$A = 5563875 \text{ N.m} = 5563.875 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 73.19 + 1435.1 \times \left(2.45 - \frac{2.5}{2} \right) = 1795.31 \text{ KN.m}$$

$$B = 1435.1 \times (2.45 - 0.05) - 1795.31 = 1648.93 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

➤ Calcul de ferraillage :

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1795310}{18.5 \times 15 \times 245^2} = 0.11 < \mu_l = 0.392$$

(pas d'armature comprimée $A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}] \Rightarrow \alpha = 0.15$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.15) = 0.94$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{1795310}{400 \times 0.94 \times 245} = 19.49 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 19.49 - \frac{1435100}{100 \times 400} = -16.38 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0$$

★ (0.8G-Ey)

$$M_{\text{MAX}} = 920.3 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 1375.3 \text{ KN.}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) \quad L = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; 1.224 \text{ cm}) \quad \text{Alors } e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{corr}}} = \frac{920.3}{1375.3} = 0.67 \text{ m} = 67 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 67 = 69 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 2.5} (2 + 0.85 \times 2) = 0.002 \text{ m} = 0.2 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_1 + e_2 = 69 + 0.2 = 69.2 \text{ cm}$$

$$e = 69.2 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 1375.3 \times 0.692 = 951.71 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 1375.3 \text{ KN}; M_{\text{corrigé}} = 951.71 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 250 - 0.81 \times 5) 15 \times 250 \times 18.5$$

$$A = 5563875 \text{ N.m} = 5563.875 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 951.71 + 1375.3 \times (2.45 - \frac{2.50}{2}) = 2602.07 \text{ KN.m}$$

$$B = 1375.3 \times (2.45 - 0.05) - 2602.07 = 698.65 \text{ KN.m}$$

$$A = 5563.875 \text{ KN.m} > B = 705.47 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ situation accidentelle}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{2602070}{18.5 \times 15 \times 245^2} = 0.16 < \mu_l = 0.392$$

(pas d'armature comprimé $A' = 0$)

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.16}] \Rightarrow \alpha = 0.22$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.22) = 0.912$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{2602070}{400 \times 0.912 \times 245} = 29.11 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 29.11 - \frac{1375300}{100 \times 400} = -5.273 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0$$

• **0.8G-Ey :**

$$M_{\text{corr}} = 19.1 \text{ KN.m} ; \quad N_{\text{min}} = 1.5 \text{ KN.}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) \quad L = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; 1.224 \text{ cm}) \quad \text{Alors} \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{19.1}{1.5} = 12.73 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 12.73 = 12.75 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 2.5} (2 + 0.85 \times 2) = 0.002 \text{ m} = 0.2 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_1 + e_2 = 12.75 + 0.002 = 12.752 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 1.5 \times 12.75 = 19.125 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 1.5 \text{ KN}; \quad M_{\text{corrigé}} = 19.125 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 250 - 0.81 \times 5) 15 \times 250 \times 18.5$$

$$A = 5563875 \text{ N.m} = 5563.875 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 19.125 + 1.5 \times (2.45 - \frac{2.50}{2}) = 20.925 \text{ KN.m}$$

$$B = 1.5 \times (2.45 - 0.05) - 20.925 = -17.325 \text{ KN.m}$$

$$A = 5563.875 \text{ KN.m} > B = -17.325 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ situation accidentelle}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{20925}{18.5 \times 15 \times 245^2} = 0.001 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.001}] \Rightarrow \alpha = 0.001$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.001) = 0.9996$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{20925}{400 \times 0.9996 \times 245} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.21 - \frac{1500}{100 \times 400} = 0.17 \text{ cm}^2$$

⊗ **Vérification Condition De Non Fragilité : BAEI (A.4.2.1)**

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right] \text{ cas d'une flexion composée .}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$A^{\min} = 0.23 \times 0.15 \times 2.45 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{0.69 - 0.455 \times 2.45}{0.69 - 0.185 \times 2.45} \right] = -0.14 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = -0.14 \text{ cm}^2$$

❖ L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1375300}{150 \times 2500} + \frac{6 \times 920300 \times 10^3}{150 \times 2500^2} = 9.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{305600}{150 \times 2500} - \frac{6 \times 950500}{150 \times 2500^2} = -2.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 9.56 \text{ MPa} \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 = -2.22 \text{ MPa} \leq 0$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

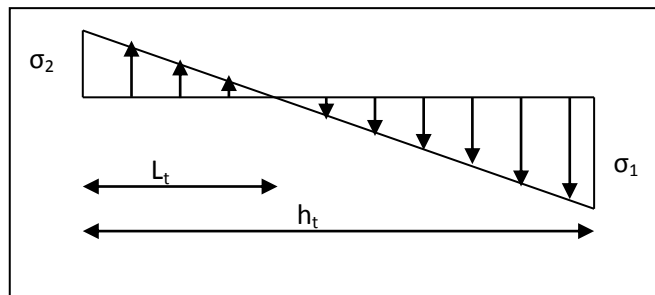


Figure V.9 : Diagramme des contraintes

❖ 1^{ère} cas partiellement comprimée (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2^{ème} cas Entièrement tendu (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{ème} cas Entièrement comprimée (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

$$l_t = h \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 2500 \frac{2.22}{9.56 + 2.22} = 471.14 \text{ mm} = 47.12 \text{ cm}$$

Alors $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 47.12 \times 15 = 1.41 \text{ cm}$

🌸 **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

• globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA 2003 Art.7.7.4.1.p : 52)

Donc on prend :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 250 \times 15 = 5.625 \text{ cm}$$

Donc on prend :

* **Dans la zone tendue** : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend $A = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit : **3HA10** = 2.36 cm²

* **En zone courante**

$$h' = h - 2lt = 250 - 2 \times 47.12 = 155.76$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 15 \times 155.76 = 2.34 \text{ cm}^2$$

donc on adopte

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 2.36 + 2.34 = 7.06 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 5.625 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$A = \max(A_{min}^g ; A_{tot}) = A_{tot}$$

☼ **L'espacement:**

D'après (RPA99 version 2003 Art.7.7.4.3) page 52

$$S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(15 \times 1.5 ; 30 \text{ cm}) = \min(22.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 (zone tendue) :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left(\frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2}\right) = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant (**BAEL**) est négligé a celle de RPA99

★ **Choix d'armature :**

Dans zone tendue: 47.12 cm

soit **4HA10** = 3.14 cm² → $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans zone courante : 155.76 cm

soit **8HA10** = 6.28 cm² → $S_t = 20$

✿ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après (RPA99 version 2003 Art.7.7.2) page 49

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

T = 554.3 KN Voir Annexe

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{a \times d} = \frac{1.4 \times 554300}{150 \times 2450} = 2.11 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.11 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement

V.4.3 Armatures horizontales :

Calcul du ferraillage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\emptyset 8 = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement des barres

D'après (RPA 2003 Art.7.7.4.3. p :52)

$$S < \min (1,5a; 30 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) = \min(22.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}.$$

- **Les Armatures Transversales:** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les **RPA99 (art.7.7.4.3) page 52**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 03 épingle/m²

- **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

Bernoulli :

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2}$$

Soit le voile au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivant :

$$N = 1375.3 \text{ KN}$$

$$M = 920.3 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1375.3}{150 \times 2500} + \frac{6 \times 920300 \times 10^3}{150 \times 2500^2} = 9.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5$$

$$\sigma_c = 9.922 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \quad \text{CV}$$

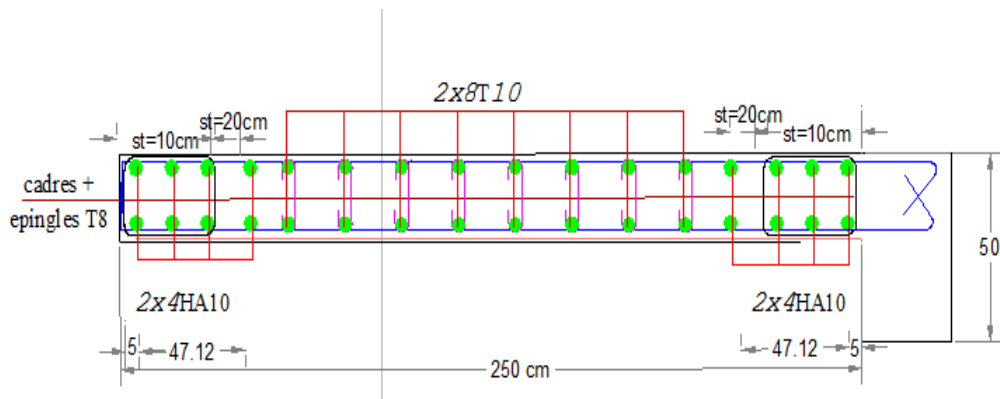


Figure V.10: Schéma de ferrailage des voiles.

VI Etude des fondations :

VI.1 Introduction :

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations

- ✿ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ✿ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ✿ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

VI.2 - Différents types de fondations :

- ✿ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- ✿ Semi profondes (les puits).
- ✿ Profondes (les pieux).
- ✿ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI.3 Choix du type des fondations :

☞ Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2.50 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✿ Semelle isolée.
- ✿ Semelle filante.
- ✿ Radier général.

☞ Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- ✿ La capacité portante du sol d'assise.
- ✿ Le taux de charge transmise.
- ✿ La distance entre axes des poteaux.

- ☼ La profondeur du bon sol.
- ☼ Stabilité totale de l'ouvrage.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

Selon **RPA 99(Art 10-1-4) page 65**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

VI.4 Caractéristique de sol:

On propose :

Le bâtiment est usage multiple dans la wilaya : **BOUMERDES**

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 2,50$ bars pour l'ensemble du site.
- types de sol : classé dans la catégorie S2 (site ferme)
- ancrage des fondations : $D = 2.45$ m

VI.5 Vérification des semelles

VI.5.1 Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$), donc les semelles sont carrées ($A \times A$).

Soit :

$$N_{ser} = 114.90 \text{ T}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars.}$$

N : L'effort normal agissant sur le poteau le plus sollicité, obtenu par le ROBOT ANALYSE STRUCTURAL.

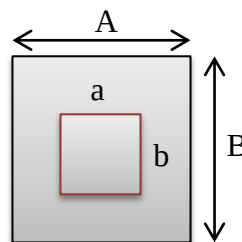


Figure VI.1: schéma de la semelle isolé

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} \rightarrow A = B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{114.90}{25}} = 2.14 \text{ m}$$

Alors :

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.5.2 Vérification des semelles filantes :

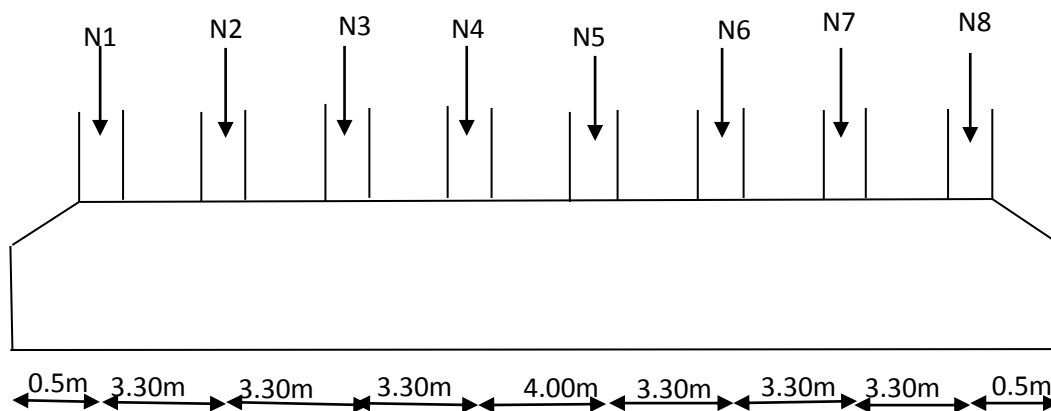


Figure VI.2: schéma d'une semelle filante.

Nous allons faire le calcul de la semelle filante comme suit :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$)

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 25 \text{ T/m}^2$$

On a :

Le portique le plus sollicité : (Voir Annexe VI.2)

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

Avec : $N_{Ser} = N_G + N_Q$

TableauVI.1: l'effort normal avec portique plus sollicité.

Poteau	N ser (T)
1	49.26
2	81.71
3	88.75
4	114.90
5	112.93
6	89.05
7	81.45
8	49.31
Somme	667.36

$N=667.36 \text{ T}$

$$\sum N_i = 667.36 \text{ T}$$

$$\sum L_i = L + d_1 + d_2 = 23.8 + 0.5 + 0.5 = 24.8 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{\sum N_i}{B \times (L + d_1 + d_2)} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol} \times \sum L_i} \rightarrow B \geq \frac{667.36}{25 \times 24.8} = 1.07 \text{ m} \rightarrow B = 1.2 \text{ m}$$

$B = 1.20 \text{ m}$

On a l'entre axe des deux portiques précédent est de 3.3 m, donc le choix des semelles filantes convient pour cette structure.

★ Vérification du chevauchement :

On a :

-la surface totale du bâtiment $S_b = 23.8 \times 11 = 261.8 \text{ m}^2$

-la surface totale de semelle $S_s = 4(1.20 \times 24.8) = 119.04 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = \frac{119.04}{261.8} = 45.46\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle inférieure à 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui n'induit pas le chevauchement de ces semelles.

VI.6 semelle filante sous poteau :

✎ **Pré dimensionnement d'une semelle filante :**

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times \sum L_i} = \frac{667.36}{25 \times 24.8} = 1.07m \rightarrow B = 1.2m$$

$$d > \frac{B - a}{4} = \frac{1.2 - 0.5}{4} = 0.175m = 30cm$$

On prend : $d = 30 \text{ cm}$

$$h = d + c \rightarrow h = 30 + 5 = 35cm$$

$$H_{min} = 6 + 6\phi \rightarrow H_{min} = 6 + 6(1.2) = 13.2cm$$

$$H_{min} = 20cm$$

✎ **Vérification des contraintes : BAEL83 page 367**

La résultante des efforts normaux est le moment obtenues par le robot sont

(Voir annexe VI.3)

$$N_{ser} = 114.90 \text{ T}$$

$$M_{ser} = 0.68 \text{ T}$$

$$e_0 < \frac{B}{6} ; \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.68}{114.90} = 0.006m ; \quad \frac{1.2}{6} = 0.2m$$

$$e_0 = 0.006m < \frac{B}{6} = 0.2m$$

$$e_0 < \frac{B}{4} ; \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.68}{114.90} = 0.006m ; \quad \frac{1.2}{4} = 0.3m$$

$$e_0 = 0.006m < \frac{B}{6} = 0.3m$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma = \frac{667.36}{25.3 \times 1.2} \left(1 + \frac{3 \times 0.006}{1.2} \right) = 22.31 \text{ T/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 25 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{CV}$$

★ **Calcule des armatures pour les semelles reposant sur le sol : BAEL83 page 368**

$$1. \quad e_0 = 0.006m < \frac{B}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083m \quad \text{CV}$$

Donc le pilier est entièrement comprimé à sa base.

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{667.36}{25.3 \times 1.2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.006}{1.2}\right) = 22.64 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{667.36}{25.3 \times 1.2} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.006}{1.2}\right) = 21.32 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 22.64 - 21.32 = 1.32 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = \frac{1}{2} \times \frac{22.64 + 21.32}{2} = 10.99 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 1.32 \text{ T/m}^2 \leq \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = 10.99 \text{ T/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$2. \quad e_0 = 0.006 \text{ m} < \frac{B}{24} = \frac{1.2}{24} = 0.05 \text{ m}$$

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{2}{3} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 1.32 \text{ T/m}^2 \leq \frac{2}{3} \times \frac{22.64 + 21.32}{2} = 14.65 \text{ T/m}^2$$

$$\rightarrow 1.32 \text{ T/m}^2 \leq 14.65 \text{ T/m}^2 \quad \text{CV}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc :(Voir Annexe VI.4).

$$N_U = 158.15 \text{ T}$$

$$A_s = \frac{N'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad ; \quad N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \quad \text{BAEL83 page 369}$$

$$N' = 158.15 \left(1 + \frac{3 \times 0.006}{1.2}\right) = 160.52 \text{ T}$$

$$A_s = \frac{1605200(1200 - 500)}{8 \times 300 \times 348} = 1345.35 \text{ mm}^2 = 13.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7\text{HA}16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} \rightarrow 14.07 \times \frac{1.2}{4} = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{120}{7} = 17.14 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

VI.7 Libage :**✎ Pré dimensionnement**

La poutre de rigidité de semelle filante doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{400}{10} = 40cm \rightarrow h = 60cm$$

$$b = 50cm$$

✎ Les sollicitations

Après avoir dessiné la poutre de rigidité dans le ROBOT 2018 nous obtenons les résultats suivants (voir Annexe VI.5)

✎ Diagrammes des sollicitations

Le calcul des sollicitations agissant sur la poutre de rigidité sera effectué par le logiciel **ROBOT 2018**. (voir Annexe VI.6 , Annexe VI.7 , Annexe VI.8 , Annexe VI.9)

★ Calcul du ferrailage

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\varnothing}{2} ; \quad \varnothing \geq \frac{h}{10} \rightarrow \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}$$

$$c_0 \geq 1cm \rightarrow c_0 = 1cm \rightarrow c \geq 1 + \frac{6}{2} = 4cm$$

Alors on adopte $c = 5 \text{ cm}$.

✎ Calcul des armatures longitudinales**★ ELU:**

$$\odot \text{ En travée : } M_t = 259.11 \text{ KN/m}$$

$$\odot \text{ En appuis : } M_t = 518.22 \text{ KN/m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = \frac{259110 \times 10^3}{14.2 \times 500 \times 550^2} = 0.12 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \rightarrow \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}] = 0.16$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \rightarrow \beta = (1 - 0.4 \times 0.16) = 0.936$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{259110 \times 10^3}{348 \times 0.936 \times 550} = 1446.32 \text{ mm}^2 = 14.46 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2: Tableau récapitulatif des résultats.

Elément	M(N.m)	d(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
travée	259110	55	0.12	0.392	0.16	0.936	14.46
appuis	518220	55	0.24	0.392	0.348	0.861	31.45
travée	191.93	55	0.089	0.392	0.11	0.956	10.49
appuis	383.87	55	0.18	0.392	0.25	0.9	22.28

★ **Condition de non fragilité :** B.A.E.L 91 (Art.4.2.1) page 22

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 50 \times 55 \frac{2.1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

★ **Pourcentage minimale :** B.A.E.L 91 (art B.6.4) page 85

$$A'_{\min} = 0.001 b \cdot h \quad ; \quad A'_{\min} = 0.001 \times 50 \times 60 = 3 \text{ cm}^2$$

★ **section minimale de RPA(Art.7.5.2.1) page 46**

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 50 \times 60 = 15 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats.

Elément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	$A_{\max}$ (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
travée	14.46	10.49	3	3.62	15	15	4HA20 + 4HA16 = 16.08
appuis	31.45	22.28	3	3.62	15	31.45	4HA20 + 4HA25 = 32.21

✎ **Vérification à L'ELS :BAEL83 page 244**

⊗ **En travée :**

$$b y_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$b y_1^2 + 30A y_1 - 30Ad = 0$$

$$50 y_1^2 + 30(16.08)y_1 - 30(16.08)(55) = 0$$

$$50 y_1^2 + 482.4 y_1 - 26532 = 0$$

$$\Delta = (482.4)^2 - 4(50)(-26532) = 5539109.76$$

$$y_{1.1} = \frac{-482.4 - \sqrt{5539109.76}}{2 \times 50} = -28.36 \text{ cm}$$

$$y_{1.2} = \frac{-482.4 + \sqrt{6141056.25}}{2 \times 50} = 18.71 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A'(y - c) + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{50 \times 18.71^3}{3} + 15 \times 16.08(55 - 18.71)^2 = 426813.40 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{191930 \times 10^3}{426813.40} = 0.045 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.045(550 - 18.71) = 358.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = Ky_1 = 0.045 \times 187.1 = 8.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 358.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_b = 8.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

☼ **En appuis :**

$$by_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

$$50y_1^2 + 966y_1 - 53146.5 = 0$$

$$\Delta = 11562456 \quad ; \quad y_1 = 24.34 \text{ cm} \quad ; \quad I = 694509.58 \text{ cm}^4 \quad ; \quad K = 0.028 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 220.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_b = 6.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

✎ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)page85**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{60}{400} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{CV}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow \frac{32.21}{50 \times 55} = 0.012 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \text{CV}$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{60}{400} = 0.15 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad \text{CV}$$

✎ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1) page 33.**

$$V_u^{\max} = 777.33 \text{ KN. (Voir Annexe VI.7)}$$

$$\tau = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau = \frac{777.33}{500 \times 550} = 2.88 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = (2.5 \text{ MPa}; 4\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.88\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{CNV}$$

Donc le ferrailage transversal est nécessaire.

★ **Espacement des armatures transversales : RPA99 (art. A.7.5.2.2)page 46**

$$\text{dons la zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right)$$

$$\rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{60}{4}; 12 \times 2.5; 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(15\text{cm}; 30\text{cm}; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$$

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

$$\text{dons la zone courante } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} \rightarrow S'_t \leq 30\text{cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

la longueur de la zone nodale : **RPA(ART.7.6.2)page 47**

$$L' = 2h \rightarrow L' = 2 \times 60 = 120\text{cm}$$

la quantité des armatures transversales : **BAEL 91 (Art .A.5.1.22. p :35)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{235} = 1.28$$

✎ **Condition exigée par le RPA2003 :page 46**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 6\Phi 10 = 4.71\text{cm}^2$$

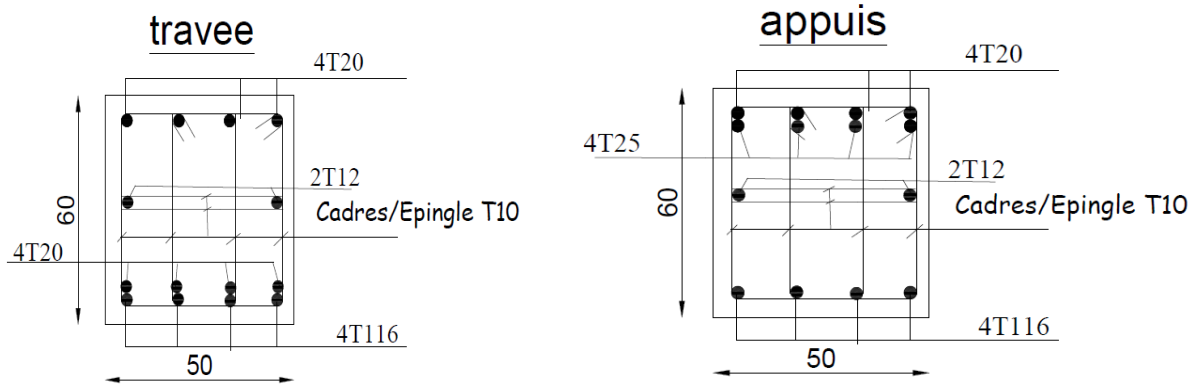


Figure VI.3: Ferrailage du libage.

IV.7 semelle filante sous voile :

Pour le calcul des semelle filantes on prend la semelle la plus sollicitée panneau 820 combinaison

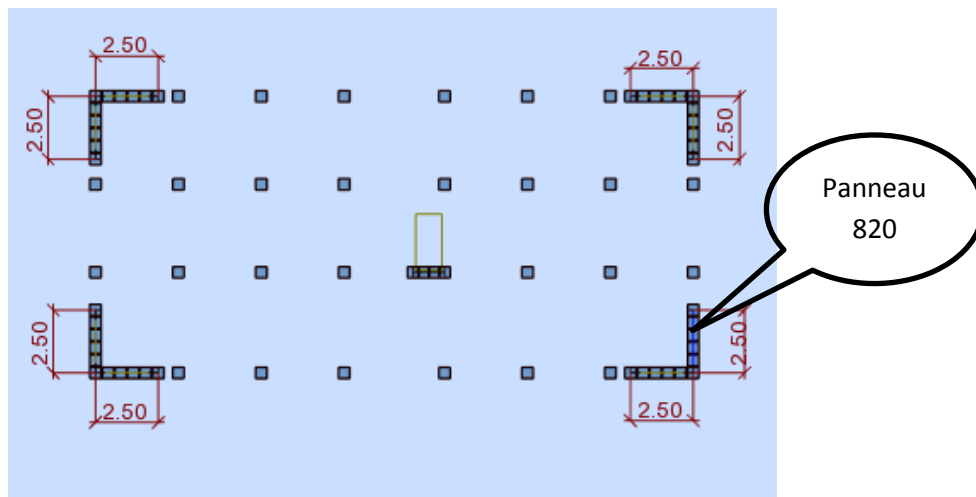


Figure VI.4 : disposition des voiles dans notre structure.

Nous allons faire le calcul de la semelle filante comme suit :

✂ Pré dimensionnement d'une semelle filante :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{59.16}{25 \times (2.5 + 0.5 + 0.5)} = 0.67 \text{ m} \rightarrow B = 1 \text{ m}$$

$$d > \frac{B - a}{4} = \frac{1 - 0.15}{4} = 0.21 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

On prend : $d = 30 \text{ cm}$

$$h = d + c \rightarrow h = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

$$H_{min} = 6 + 6\phi \rightarrow H_{min} = 6 + 6(1.2) = 13.2 \text{ cm}$$

$$H_{\min}=20\text{cm}$$

✎ **Vérification des contraintes :BAEL83 page 367**

La résultante des efforts normaux est le moment obtenues par le robot sont
(voire Annex VI.10)

$$N_{\text{ser}} = 59.16 \text{ T}$$

$$M_{\text{ser}} = 1.41 \text{ T}$$

$$e_0 < \frac{B}{6} ; \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1.41}{59.16} = 0.024\text{m} \quad ; \quad \frac{1}{6} = 0.17\text{m}$$

$$e_0 = 0.024\text{m} < \frac{B}{6} = 0.17\text{m}$$

$$e_0 < \frac{B}{4} ; \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1.41}{59.16} = 0.024\text{m} \quad ; \quad \frac{1}{4} = 0.25\text{m}$$

$$e_0 = 0.024\text{m} < \frac{B}{6} = 0.25\text{m}$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma = \frac{59.16}{3.5 \times 1} \left(1 + \frac{3 \times 0.024}{1} \right) = 18.12 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 25\text{t/m}^2$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \text{CV}$$

Calcule des armatures pour les semelle reposant sur le sol : **BAEL83 page 368**

$$1. \quad e_0 = 0.024\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025\text{m} \quad \text{CV}$$

Donc le pilier est entièrement comprimé à sa base.

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) = \frac{59.16}{3.5 \times 1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.024}{1} \right) = 19.34\text{T/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right) = \frac{59.16}{3.5 \times 1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.024}{1} \right) = 14.47\text{T/m}^2$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 19.34 - 14.47 = 4.87 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = \frac{1}{2} \times \frac{19.34 + 14.47}{2} = 8.454 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 4.87 \text{ T/m}^2 \leq \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = 8.454 \text{ T/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$2. \quad e_0 = 0.024 \text{ m} < \frac{B}{24} = \frac{1}{24} = 0.042 \text{ m}$$

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{2}{3} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

$$\frac{2}{3} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{19.34 + 14.47}{2} = 11.27 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 4.87 \text{ T/m}^2 \leq \frac{2}{3} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = 11.27 \text{ T/m}^2 \quad \text{CV}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc : (Voire Annexe VI.11)

$$A_s = \frac{N'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad ; \quad N' = N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \quad \text{BAEL83 page 369}$$

$$N' = 80.70 \left(1 + \frac{3 \times 0.024}{1} \right) = 86.51 \text{ T}$$

$$A_s = \frac{865100(1000 - 150)}{8 \times 350 \times 348} = 754.65 \text{ mm}^2 = 7.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{6HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} \rightarrow 6.79 \times \frac{1}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \mathbf{4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

★ Calcul l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

VI.8 Longrine :

VI.8.1 Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.8.2 pré dimensionnement :

selon RPA 99/V2003(Art10.1.1) page 64 la dimensions minimales de la section transversal des longrines sont :

(25x30) cm².....sites de catégorie S₂etS₃

(30x30) cm².....sites de catégorie S₄

Pour notre cas (site ferme S₂)on prend une section de **(b x h) = (30 x 35) cm²**

VI.8.3 Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F »

égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1) page 64

Tableau VI.4: Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

Dans notre cas : $\alpha = 12$ (Zone III ; Site S₂).

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1581.5}{12} = 131.79 \geq 20 \text{ KN}$$

VI.8.4 Ferrailage :

ELU

Les armatures longitudinales sont données par :BAEL83 page 167

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s} \rightarrow A_u \geq \frac{131.15}{348} = 378.71 \text{ mm}^2 = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$A_u \geq 3.78 \text{ cm}^2$$

⊗ **Le ferrailage minimale de RPA(Art.10.1.1) page 64**

$$A_{RPA} = 0.6\% b.h = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

⊗ **Condition de non fragilité :**

$$A \geq \frac{b \times f_{tj}}{f_e}$$

$$A \geq \frac{30 \times 35 \times 2.1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$A = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

⊗ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

★ **Espacement : selon RPA(Art.10.1.1)page64**

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\phi_t\}$$

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm} \} = 15 \text{ cm}$$

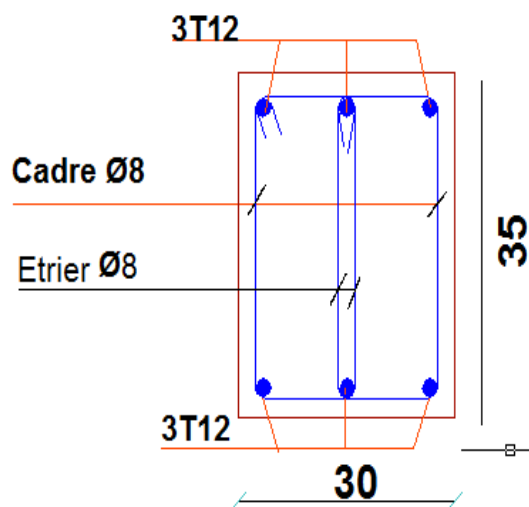
On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ 

Figure.VI.5: Ferrailage de longrine.

VI.9 La dalle flottante

VI.9.1 Introduction :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein : introduction

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol. Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

VI.9.2. Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine. L'exécution du dallage.

VI.9.2.1 Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

VI.9.2.2 Mise en place de terre pleine:

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

VI.9.3 Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$, ces armatures placées à la partie supérieure.

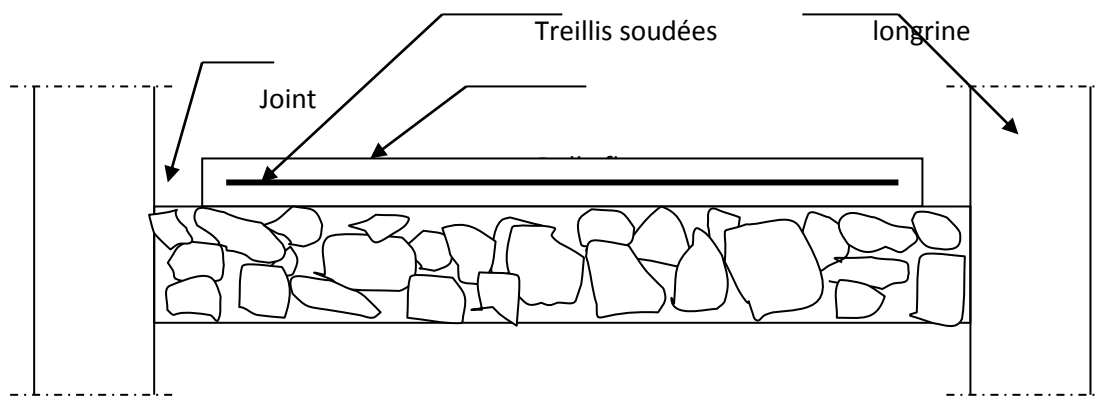


Figure VI.6: La dalle flottante.

Conclusion générale

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à Dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

-  La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
-  La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations
-  La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux
-  Pour palier au problème de cisaillement des poteaux courts, une première approche consisterait à augmenter les dimensions de la section de béton de manière à diminuer l'intensité de la contrainte tangente à ce niveau.

Cette solution a l'inconvénient majeur d'augmenter la rigidité des poteaux et par conséquent conduirait à l'accroissement des forces sismiques dans cette zone.

D'où l'idée de s'intéresser au ferrailage transversal, tout en conservant ce système Structural assez répondu

-  Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta)

Et dans ce dernier, nous ne devons pas oublier le côté économique.

Bibliographie

Les règlements :

- **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **C.B.A93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **D.T.R.B.C .2.2:** Document technique réglementaire (charges permanentes et Charges d'exploitation).
- **R.N.V.1999** Règlement neige et vent.

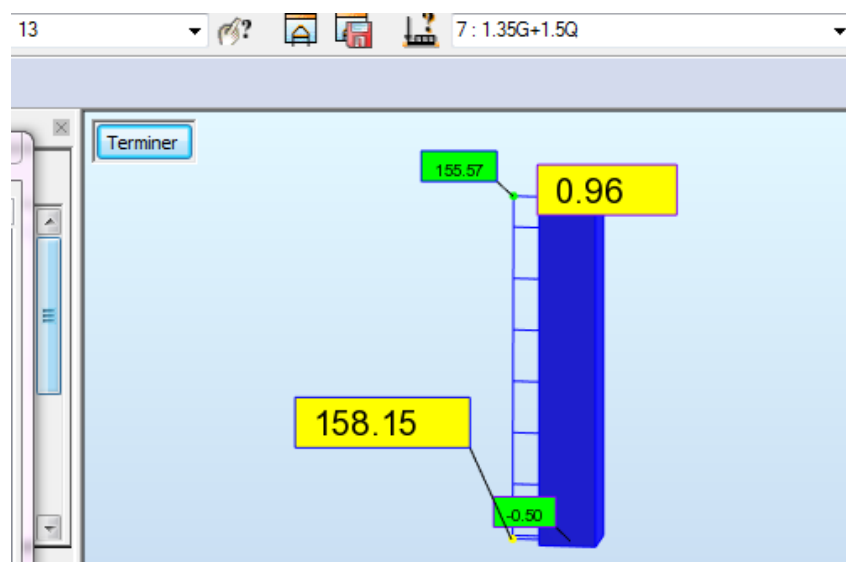
Logiciels :

- ROBOT 2018
- AUTOCAD 2016

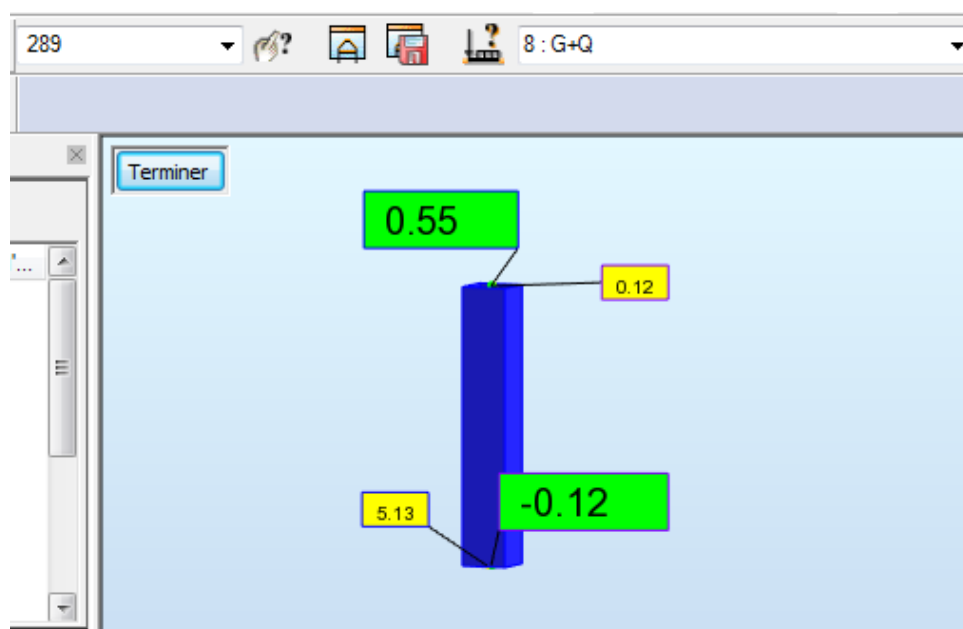
ANNEXE

Chapitre v :

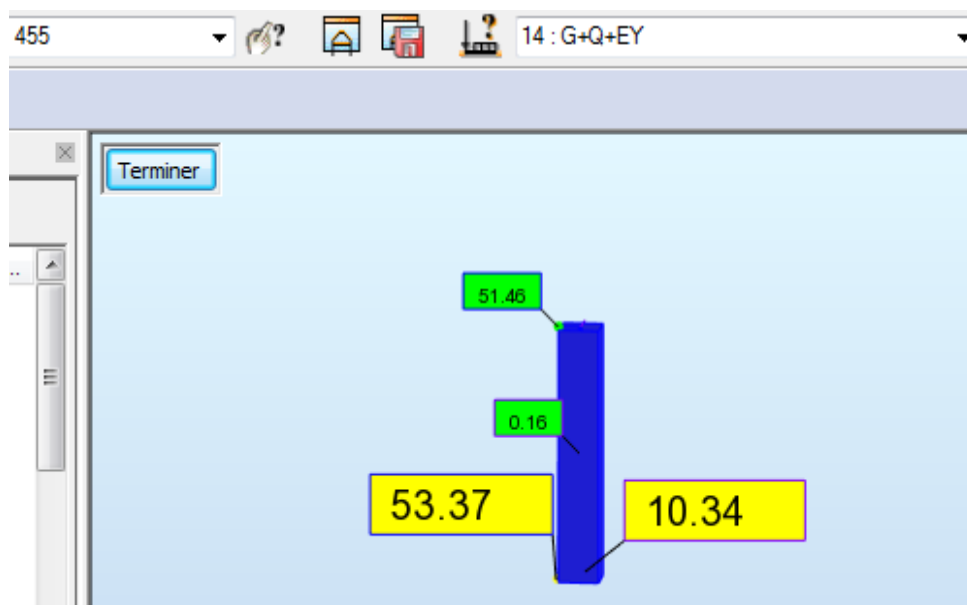
Annexe v.1 : $N_{max} \rightarrow M_{corr}$



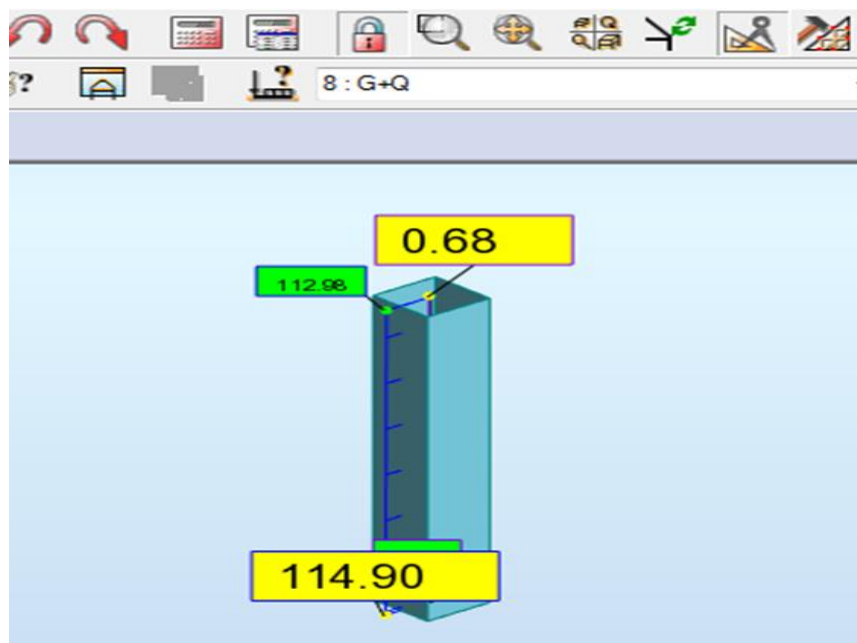
Annexe V.2 : $M_{min} \rightarrow M_{corr}$



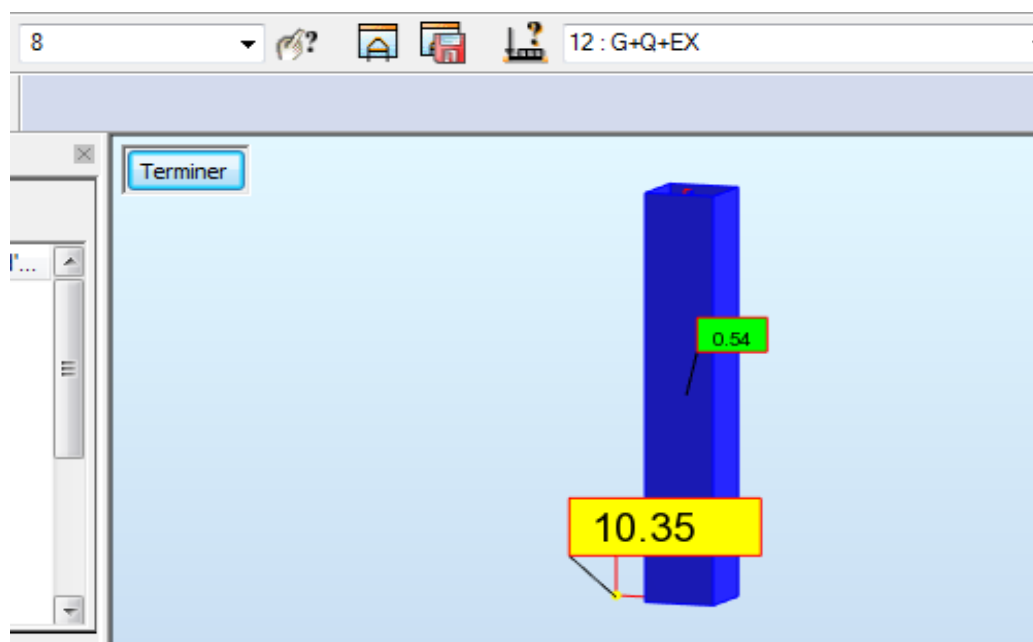
Annexe V.3 : $N_{max} \rightarrow M_{coord}$



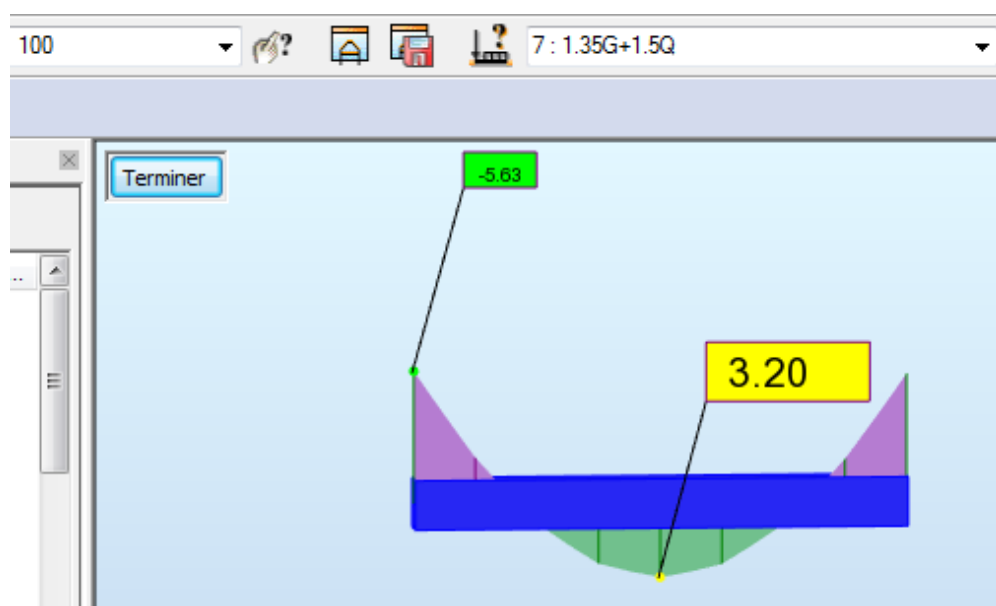
Annexe V.4 : N et M (ELS)



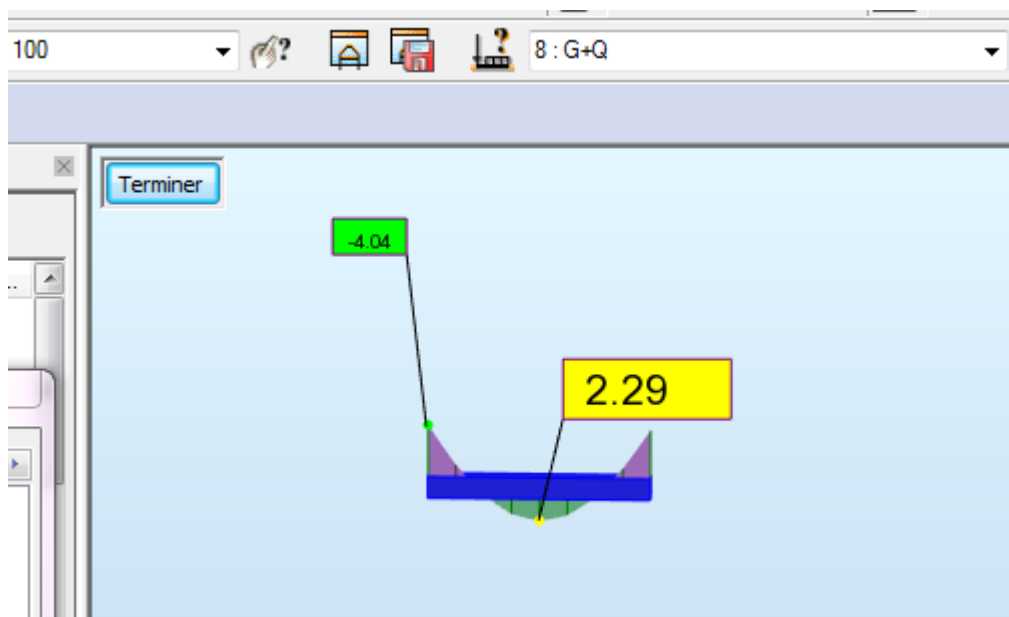
Annexe V.5: l'effort tranchant max



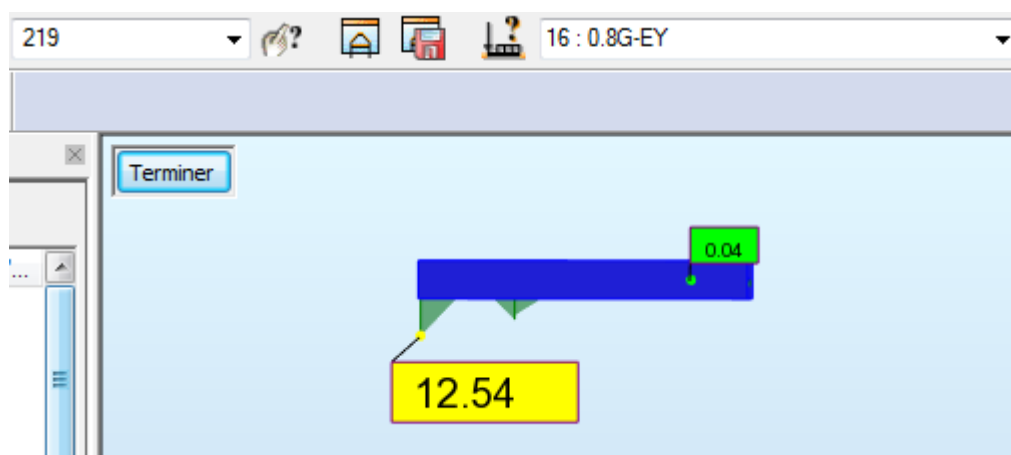
Annexe v.6 : moment en travée (ELU)



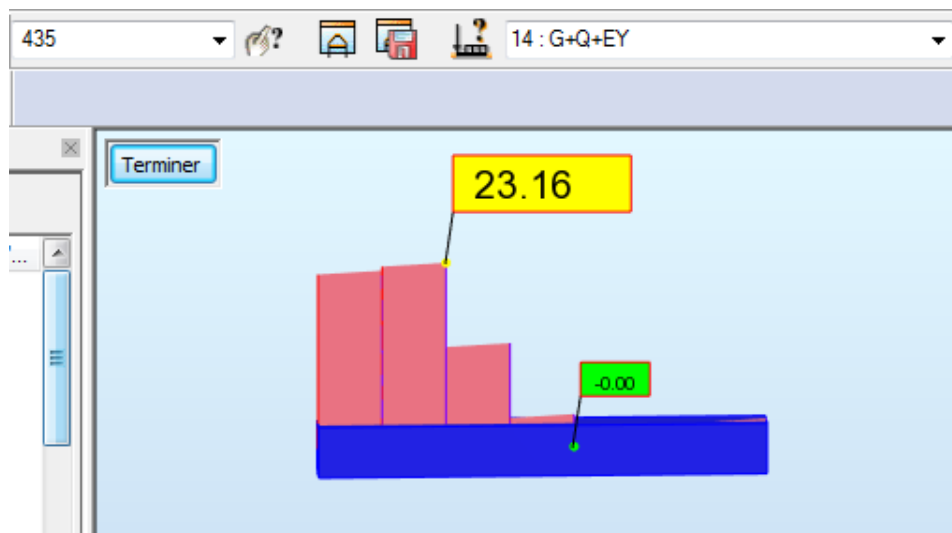
Annexe V.7 : moment (ELS)



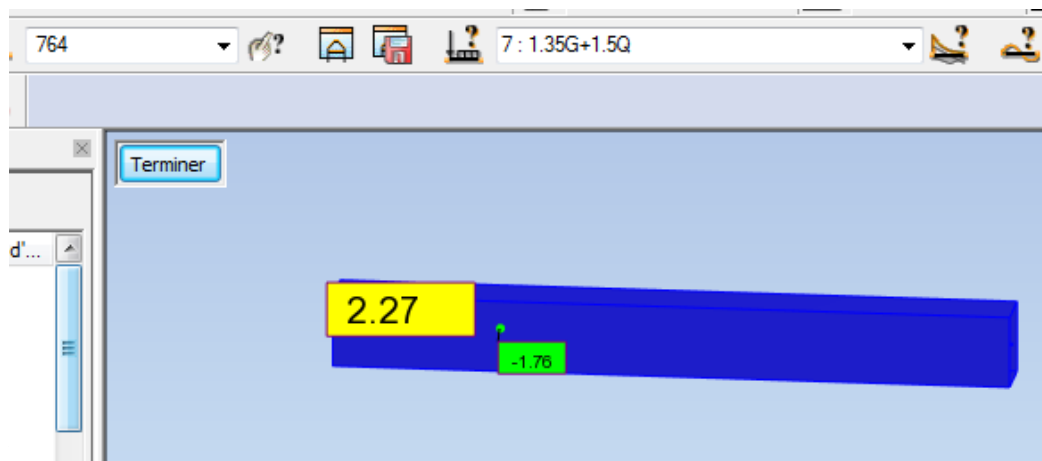
Annexe V.8 : moment sur appuis (poutre principale)



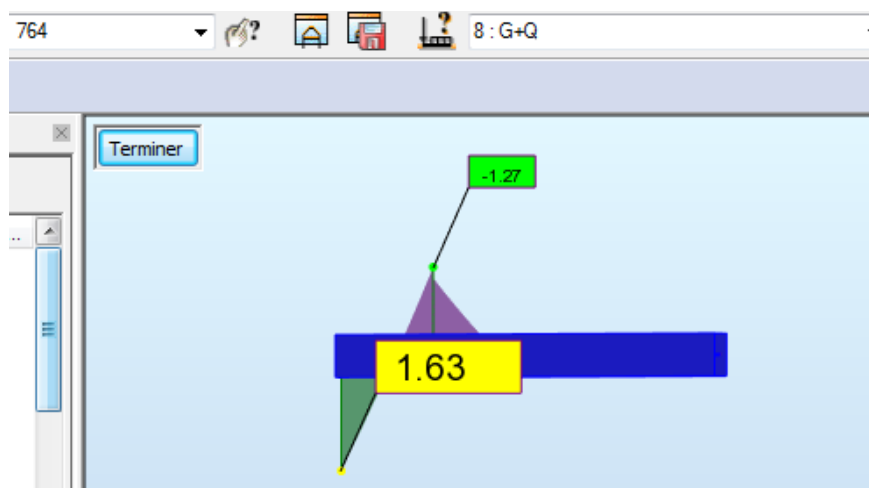
Annexe V.9 : l'effort tranchant appliqué sur la poutre principale



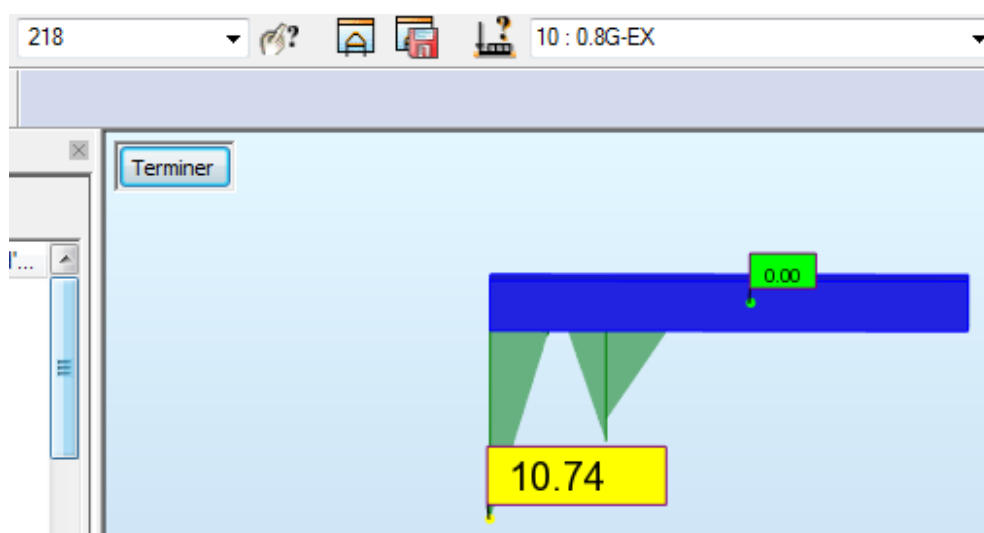
Annexe V.10 : M (ELU) poutre secondaire



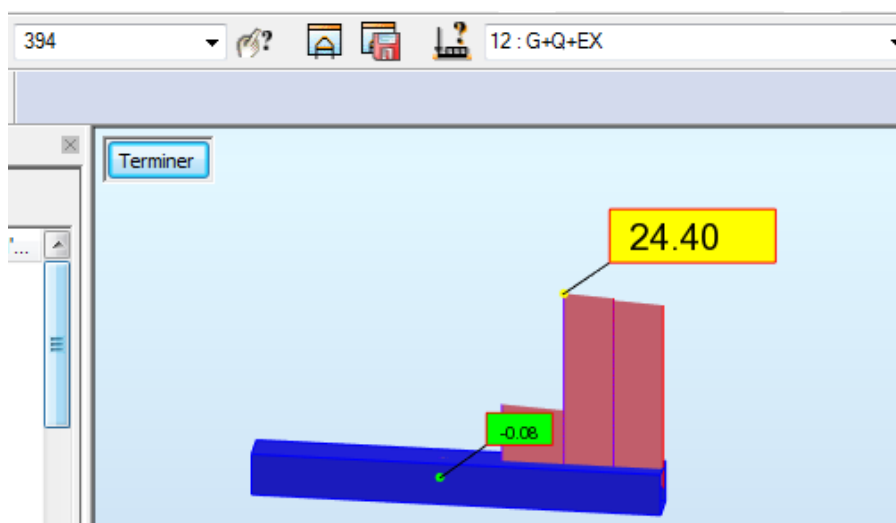
Annexe V.11 : ELS



Annexe V.12 : moment en appuis poutre secondaire



Annexe V.13 : l'effort tranchant max a poutre secondaire.



Annexe V.14 : Nmax et Mcorr sur voile

827 10 : 0.8G-EX

	NRx [T]	MRz [Tm]
MAX	-5,85	-2,32
Panneau	827	827
Coupe	10573-1747	1~10573-2~174
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-143,51	-3,95
Panneau	827	827
Coupe	1-10573	1~2-10573~174
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

Annexe V.15 : Max et Nmax sur voile

820 16 : 0.8G-EY

	NRx [T]	MRz [Tm]
MAX	-6,21	-2,92
Panneau	820	820
Coupe	15~10279-16~1	15~10279-16~1
Cas	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)
MIN	-137,53	-92,03
Panneau	820	820
Coupe	15-10279	15-10279
Cas	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)

Annexe.V.16 :Nmin et M corr sur voile

880 8 : G+Q

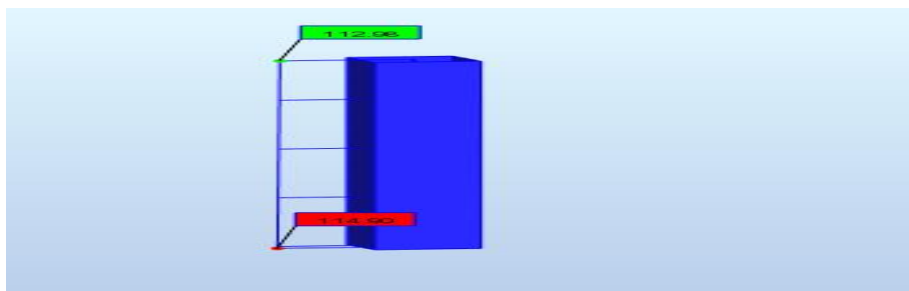
	NRx [T]	MRz [Tm]
MAX	0,15	1,91
Panneau	880	880
Coupe	213-214	213-9168
Cas	8 (C)	8 (C)
MIN	-5,87	-6,22
Panneau	880	880
Coupe	213-9168	9168-3839
Cas	8 (C)	8 (C)

Annexe V.17 :l'effort tranchant de voile .

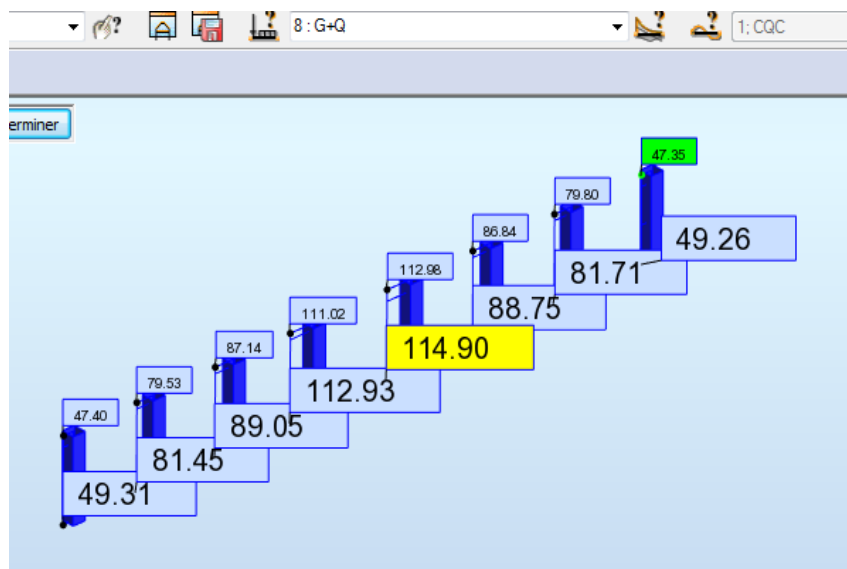
823 14 : G+Q+EY

	NRx [T]	MRz [Tm]	TRy [T]
MAX	27,03	90,98	55,43
Panneau	823	823	823
Coupe	10405-63	10405-63	10405~63-1895
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-14,45	5,07	26,70
Panneau	823	823	823
Coupe	1895-64	10405~63-1895	10405-1895
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)

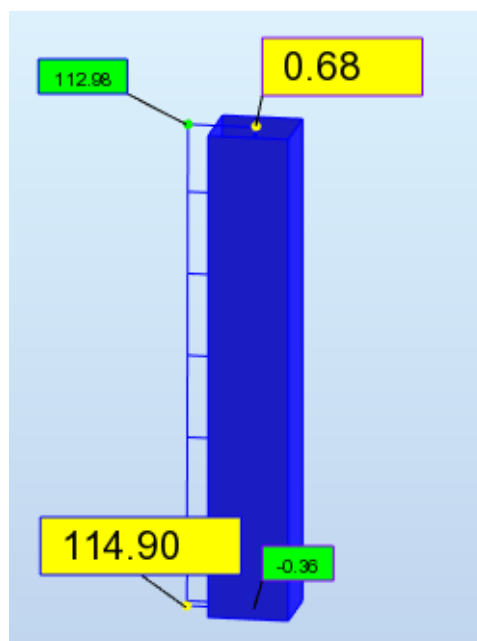
Annexe VI.1 : L'effort normal avec poteau plus sollicité (ELS).



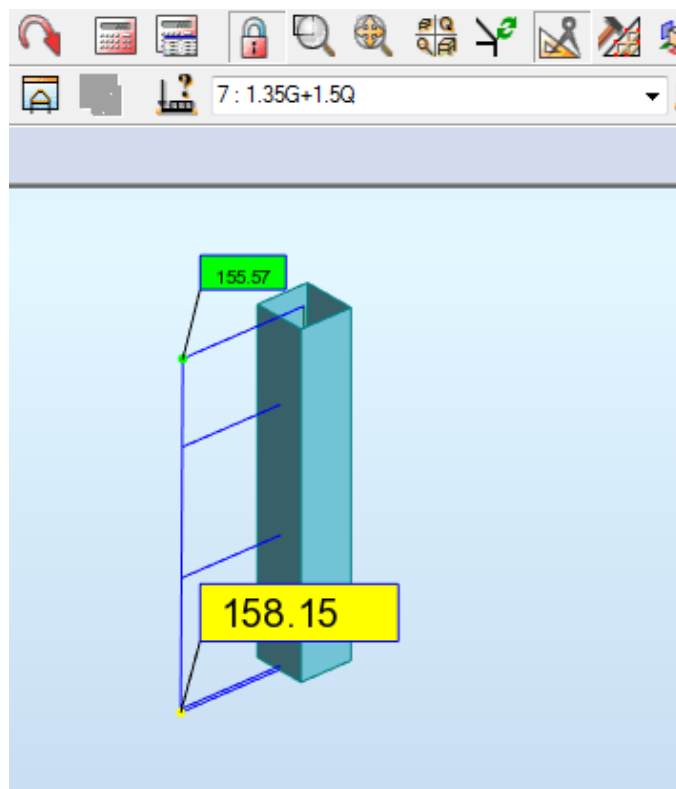
Annexe VI.2 : L'effort normal avec portique plus sollicité.



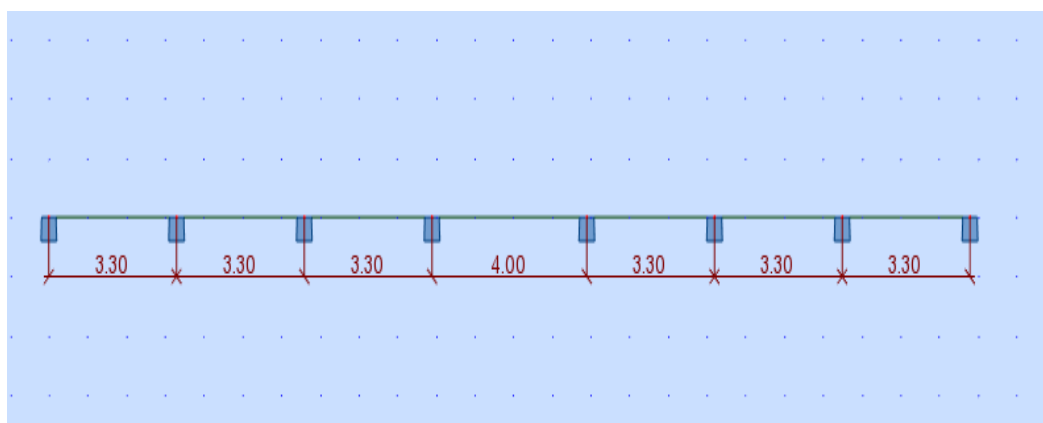
Annexe VI.3 : L'effort normaux et moment avec poteau plus sollicité (ELS).



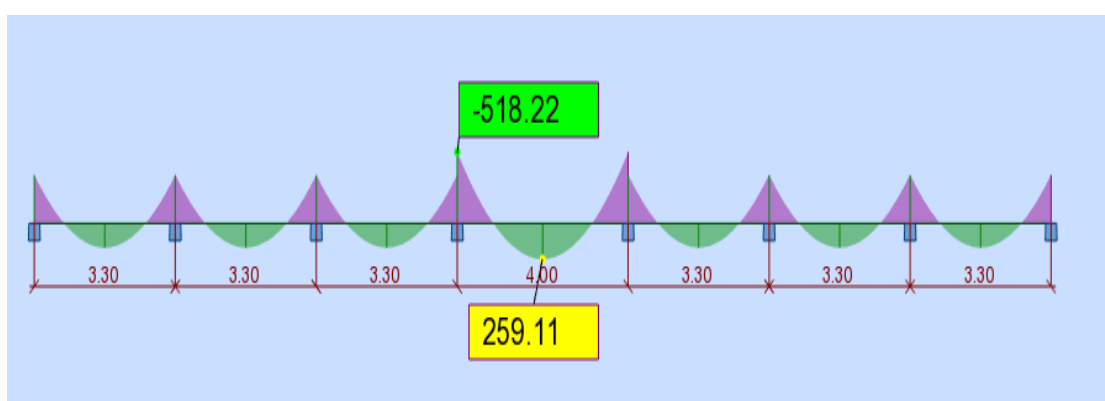
Annexes VI.4 : L'effort normal avec poteau plus sollicité (ELU).



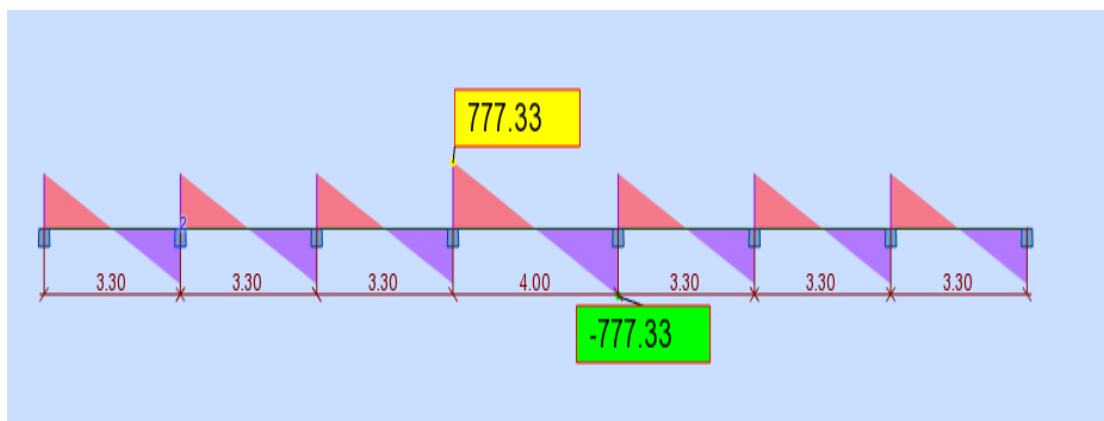
Annexe VI.5: Schéma statique de libage



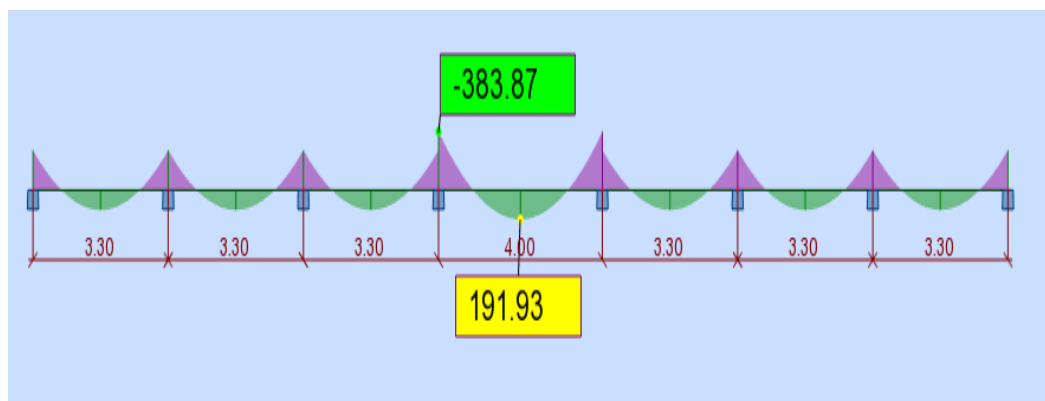
Annexe VI.6 : Diagramme des moments fléchissant(ELU).



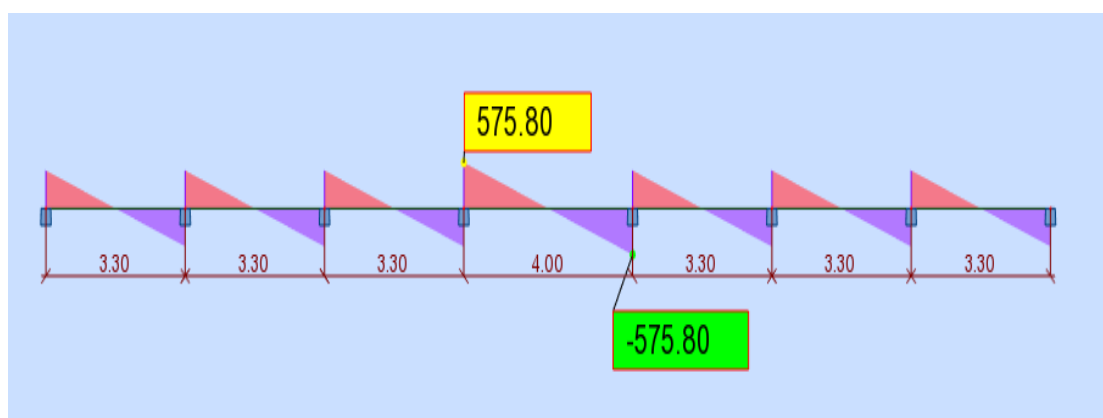
Annexe VI.7: Diagramme des efforts tranchant(ELU).



Annexe VI.8: Diagramme des moments fléchissant(ELS)



Annexe VI.9: Diagramme des efforts tranchant(ELU).



Annexe VI.10: l'effort normaux et moment avec panneau plus sollicité(ELS).

820					8 : G+Q
MAX					
Panneau					
Coupe					
Cas					
MIN					
Panneau					
Coupe					
Cas					

Annexe VI.11: l'effort normaux et moment avec panneau plus sollicité(ELU).

820









7 : 1.35G+1.5Q

	NRx [T]	MRz [Tm]
MAX	-4,92	1,35
Panneau	820	820
Coupe	10279-1970	15~10279-16~1
Cas	7 (C)	7 (C)
MIN	-80,70	-1,93
Panneau	820	820
Coupe	15-10279	15-10279
Cas	7 (C)	7 (C)

RESUME

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple (R+7), implanté à la wilaya de BOUMERDES , cette région est classée en zone de fort sismicité (Zone III) selon le RPA99 version 2003. Un calcul para-séismique été établie à l'aide d'un logiciel, le ROBOT 2018. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), on a pu assurer la stabilité de la structure par un contreventement mixte (Voiles/ portiques) avec un ferrailage des éléments structuraux assurant la résistance de la structures aux différents sollicitations.

Selon les caractéristiques données du sol, l'infrastructure adoptée est de type semelle filante.

الملخص:

بصدد إعداد مذكرة التخرج ، قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى استعمال سكني تجاري ، متكونة من 7 طوابق + طابق أرضي و التي ستنشأ في مدينة بومرداس المصنفة ضمن المناطق قوية الزلازل حسب

النظام الجزائري RPA91

حساب الزلازل كان بمساعدة برنامج ROBOT 2018

لحسابات و تحقيقات الخرسانة المسلحة استعملنا المنظومات الجديدة RPA99V2003 و B.A.E.L91

استطعنا ضمان استقرار المنشأ بواسطة عناصر مزدوجة (اطران و جدران مسلحة) مع تسليح

العناصر الحاملة و ضمان استقرار المنشأ ضد مختلف التأثيرات.

حسب خصائص التربة قمنا باختيار الاساسات المستمرة .