



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. : S73/2018

Présenté et soutenu par :
HACHANI Meriem

Le : dimanche 24 juin 2018

Conception et Modélisation d'un bâtiment à usage d'administratif (R+12) contreventement mixte implanté à Alger

Jury :

Mr. Meghezzi Larafi	MAA	Université de Biskra	Président
Mr. Yagoub Mohamed	MAA	Université de Biskra	Examineur
Mr. MECHKOURI Mohamed	MAA	Université de Biskra	Rapporteur



Remerciements

Je tient tout d'abord de remercier ALLAH le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, je tient à remercier mon encadreur Mr. MECHKOURI MOHAMED, son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

Mes vifs remerciement vont également au membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté a cette recherche, en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leur propositions.

Enfin, je tient également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :

♥♥ Ma chère mère ♥♥

A mon cher père, le plus noble qui par son courage a consacré tous ses effort, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire, et pour me faire réussir.

A mes chers frères tahar & samir & zine adinne

A mes chères sœurs : karima & farida & rafika & nassima & hassina

A toutes la famille hachani

A mes chers :Omar ,Ilyes ,Najib ,Akram ,Iyad, Ahmed,Oussama,
haytham & Saja

A mes chers Amis:radia ,rania, soria,amira,siham ,najma, chafia; farida
,karima ,dalila ,meriem,chaima,

a toutes les étudiants du 2 années master en Génie Civile structure
(année universitaire 2017/ 2018)

Et tout qui j'ai les oubliés d'écrire, ils sont toujours dans mon cœur.

HACHANI Meriem

ملخص

الهدف من هذا المشروع هي دراسة تقنية لعمارة مؤلفة من (12) طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي ذو طابع إداري (R+12) الذي تم بنائه في ولاية الجزائر والتي تصنف على أنها منطقة زلزالية نشطة حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل. RPA99 ver 2003 ولقد اخترنا في دراستنا الجملة الإنشائية التفاعلية (المختلطة) بين الإطار العزمي و جدران القص (contreventement mixte) استعملنا القوانين الجديدة مثل :

RNV99 و BAEL91 و RPA99 V 2003

المذكورة تتناول وصفا عاما للمسروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية، كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية و الثانوية للبناية سنستعمل برنامج ROBOT للقيام بالدراسة الزلزالية للبناية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية.

في الأخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

العمل الذي قدمناه هو تنويج لخمس سنوات من الدراسة، نأمل أننا حققنا أهدافنا بحيث سيتم استخدام هذه المعرفة في حياة العملية ان شاء الله

RESUME

Le but de mon travail est de faire un étude de bâtiment de **R+12** à usage d'administratif implante à **Alger** qui est classé comme zone de fort sismicité selon le **RPA99** version **2003** a prés l'étude dynamique de la structure on a pu adopte un système de contreventement mixte assuré par des Portiques et des Voiles

Se compose entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher), et on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot.

L'étude dynamique à été réalise sur le logiciel **ROBOT 2014**. on terminer le travaille avec une conclusion générale

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

SOMMAIRE

RESUMES	I
NOTATIONS.....	II
LISTE DES TABLEAUX.....	III
LISTE DES FIGURE.....	IV

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

INTRODUCTION GENERALE

<i>I.1.INTRODUCTION.....</i>	<i>1</i>
<i>I.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....</i>	<i>1</i>
2.1.Caractéristiques géométriques	1
2.2.Données du site.....	1
<i>I.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....</i>	<i>1</i>
3.1.Le Béton	1
3.1.1.La composition du béton	1
3.1.2.Dosage de béton	2
3.1.3.Résistance mécanique du béton	2
3.2.L'Acier.....	7
3.2.1.Définition	7
3.2.2.Caractéristiques mécaniques	7
3.2.3. Module d'élasticité des aciers....	7
3.2.4.contrainte limite.....	7
i.4. les hypothèses de calcul.....	9
i.5. les règles et les normes de calcul....	9

CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

II.1. INTRODUCTION.....	10
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	10
II.3. Caractéristiques géométriques des poutrelles	11
II.4. Pré dimensionnement des poutres	11
II.5. Pré dimensionnement des poteaux 12.....	12
II.6. Pré dimensionnement des voiles 13.....	13
II.7. Acrotère.....	13
II.8. les Balcon.....	14
II.9. Pré dimensionnement des escaliers.....	15
II.10. Evaluation des charges.....	16
II.10 .1. Plancher terrasse inaccessible.....	17
II.10.2 .Plancher étage courant	17
II.10.3. Murs.....	18
II.10.4. Escalier.....	19
II.10.5. Acrotère.....	20
II.10.6. Balcon.....	20
II.11. Descente des charges.....	20
II.12. Vérification de la section de poteau le plus sollicité (intermédiaire).....	23

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction27.....	27
III.2. l'acrotère.....	27
III.2.1 .Sollicitation.....	27
III.2.2. Combinaison d'action.....	28
III.2.3. Calcul de ferrailage.....	28
2.3-1- Armatures Longitudinales.....	28
2.3.1.1-Détermination de l'excentricité du centre de pression.....	28
2.3.1.2-Détermination de la section des armatures à la flexion simple.....	28
2.3.1.3-Détermination de la section des armatures à la flexion composée.....	29
2.3.1.4-Vérification.....	29
2.3.1.5-Vérification de l'effort tranchant.....	31
III.2.4. Vérification du ferrailage vis à vis du séisme.....	31

III.3. Les planchers	33
III. 3.1.Calcul des poutrelles.....	33
III. 3.2- Les méthodes approchées.....	33
3.2.1. Méthodes forfaitaire.....	33
3.2.1. Méthode de Caquot	34
III.3-3- calcul des planchers.....	35
3.3-1-Les types des planchers.....	35
A-PLANCHERS TERRASSE.....	35
B-PLANCHERS ETAGE COURANT.....	39
III.3-4-Calcul du Ferrailage.....	42
a) l' enrobage.....	42
b) Les armatures longitudinales.....	42
c) Condition de non fragilité.....	43
d) Pourcentage minimal 43.....	43
e) Tableau Récapitulatif 43.....	43
f) Diamètre minimale.....	44
g) Espacement des cadres.....;	44
III.3.5.Vérification de l'effort tranchant.....;	44
III.3.5.1.Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	45
III.3.6.La dalle mince (Table de compression).....	45
III. 4) Balcons.....	48
III. 4.1. Evaluation des charges.....	48
III. 4.2calcul du ferrailage à l'E.L.U.....	48
III. 4.3. Vérification à l'E.L.U.....	49
III.4.3.1.Condition de non fragilité.....	49
III.4.3.2.Pourcentage minimal.....	49
III.4.3.3.Contrainte de cisaillement.....	49
III. 4.4.Vérification à l'E.L.S.....	50
III.4.5.Espacement des armatures.....	50
III.4.5.1. armature longitudinal.....	50
III.4.5.2. armature de répartition.....	50
III.4.6.Calcul de la flèche.....	50
III.4.7.Ferrailage des balcons.....	50
III.5.l'escalier.....;	51

III. 5.1.Evaluation des charges	51
III. 5.2. Combinaisons d'actions	51
III. 5.3-détermination des sollicitations	51
III. 5.4- calcul de ferrailage.....	52
III.5. 4.1. Armatures longitudinales.....	52
III.5.4.2.condition de non fragilité.....	53
III.5.4.3.les armatures de répartitions... ..	54
III.5.4.4.Espacement entre les armatures	54
a) Armatures longitudinale.....	54
b) Armatures répartition	54
III. 5.5.vérification de l'effort tranchant	54
III. 5.6.Vérification de la flèche.....	55
• la poutre paliere.....	58
1-Pré-dimensionnement:	58
2-Évaluation des charges.....	59
3-Ferrailage (ELU) :	59
4Vérification.....	59
5 -Vérification de l'effort tranchant :	61
6-vérification de la flèche :	61
III.5.7.Calcul de la poutre palière a la torsion.....	62

CHAPITRE IV : ETUDE DE VENT

IV.1) Introduction	64
IV.2) Application des R N V 99	64
IV.3) Calcul de la pression due au vent.....	65
3.1. Détermination du coefficient dynamique Cd	65
3.2. Détermination du W (Zj)	66
3.2.1.Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	66
3.2.2. Calcul des coefficients de pressions : Cpe et Cpi.....	67.
a) Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe	67.
3.3. La direction du vent V1 et V2	67
a. Pour les parois verticales	67
b. Pour la toiture	69
1. Coefficient de pression interne Cpi	60
2. Détermination du coefficient de pression de vent Cp	60

IV.4. Calcul des forces de frottement	71
IV.5. Détermination de la force résultante R.....	71
IV.6. Conclusion.....	72

CHAPITRE V: ETUDE DYNAMIQUE

V.1. introduction	73
V.2. Méthode statique équivalente.....	73
V.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	74
V.4. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	75
V.5. Application Méthode dynamique modale spectrale.....	74
V.6. Description du logiciel Robot	74
V.7. Spectre de réponse.....	75
a) Données de l'ouvrage	75
b) spectre de réponse de calcul	75
▪ Calcul de la période caractéristique T_1 et T_2 du site	77
V.8. Nombre de modes à considérer	78
V.9. effet de la torsion accidentelle.....	78
❖ la structure initiale	79
• Interprétation des résultats.....	81
• Conclusion.....	82
❖ Première proposition.....	82
• Interprétation des résultats.....	84
• Conclusion	84
❖ Deuxième proposition.....	85
• Interprétation des résultats.....	88
1) Justification des pourcentages (voiles et portiques).....	88
2) Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente.....	89
3) Calcul de la force sismique totale.....	89
4) Distribution horizontale des forces sismiques.....	90
5) Vérification les déplacements	91.....
6) Centre de gravité des masses.....	92

7)	Centre de gravité des rigidités.....	92
•	Excentricité.....	93
•	Excentricité accidentelle.....	94
8)	Justification de l'effort P- Δ	94
9)	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	96
	Vérifications.....	96
	V.10. Conclusion.....	97

CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments résistants

	VI.1- Introduction.....	98
	VI.2.Les combinaisons d'actions.....	98
1.	<i>Règlement BAEL 91</i>	98
2.	<i>Règlement RPA 99</i>	98
	VI.3. Recommandations du RPA99/version 2003.....	98
	VI.4.ferrailage des poteaux.....	99
	VI.5.Vérification des sections	104
•	Vérification à L'ELS	105
a)	.Vérification du poteau à l'effort tranchant	106
b)	Calcul d'armature transversale.....	107
c)	Vérification des cadres des armatures minimales.....	108
•	RPA99version2003 (7.4.2.2).....	108
•	BAEL91 : (art A.8.1,3).....	108
	1/ Le diamètre des armatures transversales	108
	2/ l'espacement.....	108
	VI.5. FERRAILLAGE DES POUTRES.....	110
	VI.5.1.INTRODUCTION	110
	VI.5.2. Combinaisons d'actions	110
	<i>Selon BAEL 91</i>	110
	<i>Selon le RPA 99/version 2003</i>	110
•	Vérification de la flèche.....	110
•	VI.5.3.Recommandations du RPA 99/version 2003	110
	VI.5.4.Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	111
	VI.5.5.Calcul des armatures.....	112
	VI.6.FERRAILLAGE DES VOILES.....	117
	VI.6.1.Introduction	117

VI.6.2. Voiles pleins	117
V.6.3. Types d'armatures	117
3.1. Aciers verticaux	117
3.2. Aciers horizontaux	118
VI.6.4. Règles communes	118
VI.6.5. Calcul de la section d'armature	119
V.3.3.1. Ferrailage vertical	119
V.3.3.2. Armatures verticales	122
a) Vérification de flambement	123
b) Calcul de ferrailage	123
e) L'espace	125
f) Vérification des voiles à l'Effort tranchant	125
V.3.4. Armatures horizontales	126
V.3.5. Les Armatures Transversal	126
Vérification de contrainte de compression	126
 CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure	
VII.1. Présentation du rapport d'étude de sol	128
VII.1.1. Etude géotechnique	128
VIII.1.1.1. Objet	128
VII.1.2. Caractérisation en laboratoire	128
VII.1.2.1. Essais physiques	128
VII.1.2.2. Essais mécaniques	129
VII.1.2.3. Analyses chimiques	130
VII.1.3. type de fondations préconise	130
VII.1.4. Conclusion	131
VII.2. Etude de fondation	132
VII.2.1. Introduction	132
VII.2.2. Différents types de fondations :	132
VII.2.3. Choix de type de fondation	132
VII.2.4. Combinaison d'action	132
VII.2.5. Facteurs de choix du type de fondations	132
VII.2.5.1. Présentation de rapport de sol	133
VII.2.5.2. Pré dimensionnement du radier	134

VII.2.5.3.Calcul de surface minimale du radier	135
VII.2.5.4.Calcul de débordement D	136
• Vérification au poinçonnement	136
a-vérification pour les poteaux	136
b-vérification pour les voiles	137
Vérification de la stabilité du radier	137
a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales	137
b .Vérification a l'effort de sous pression	137
❖ -Caractéristiques géométriques	138
Centre de gravité des masses du radier (infrastructure)	138
VII.2.5.5.Moment d'inertie d'un radier	138
➤ Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E)	138
Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)	139
VI.2.6.Ferraillage du radier	140
VII.2.6.1.Méthodes de calcul	140
VII.2.6.2.Calcul des armatures	142
❖ Vérification au cisaillement	143
VII.2.6.3étude du debord du radier	143
VII.2.7-Etude de nervure	145
VII.2.7.1.Les sollicitations sur les nervures	145
• Charge triangulaire	145
• Charge trapézoïdale	145
VI.2.7.2. Calcul du ferraillage	149
➤ Calcul des armatures longitudinales	149
➤ Condition de non fragilité	150
❖ État Limite de déformation	151
➤ Vérification de la Contrainte de Cisaillement	151

CHAPITRE : IX : COMMENTAIRES ET CONCLUSIONS

BIBLIOGRAPHIE	156
Annexe	_

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentale
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique a 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
C_p	Facteur de force horizontal
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
C_T	Coefficient de période

β Coefficient de pondération

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	3
Figure I.2: Evolution de la résistance du béton en traction f_{tj} en fonction de celle en compression f_{cj}	3
Figure I.3 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	4
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformation du Béton à ELU.....	6
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformation du Béton à l'ELS.....	6
Figure I.6: Diagramme contraintes déformation de l'acier à ELU	8

Chapitre II. Pré dimensionnement

Figure. II.1 : Schéma des poutrelles.....	11
Figure. II.2: Coupe de voile en élévation.....	13
Figure. II.3 : Acrotère.....	14
Figure. II .4: Constituants d'un escalier.....	15
Figure. II.5 schéma statique de l'escalier.....	15
Figure. II 6. Schéma d'un plancher terrasse	16
Figure. II.7.- Schéma d'un plancher	17
Figure. II.8.- Schéma du mur double cloisons.....	18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III-1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère.....	27
Figure. III-2: Présentation ferrailage de l'acrotère	32
Figure.III.8: Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau Plancher	37
Figure.III.9: Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau Plancher	39
Figure.III.10: Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau plancher étage courant.....	40
Figure.III.10: Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau plancher étage courant.....	41
Figure.III.12. Ferrailage des planchers.....	47
Figure.III.13. Schéma statique des charges de balcon.....	48

Figure III.14 : Plan de ferrailage du balcon.....	50
Figure.III.15 : pré dimensionnement des escaliers.....	51
Figure III.16. Diagrammes des (M et T).....	52
Figure III.17 .Ferrailage de l'escalier.....	58
Figure III.18. Diagrammes des (M et T) de la poutre palière.....	59
Figure III.19. Ferrailage et la Coupe de la poutre palière	63
Chapitre IV : Etude de vent	
Figure IV.1 : Force résultante R.....	64
Figure IV.-2 : Répartition de la pression dynamique.....	65
Figure IV.3 : Action du vent sur la structure.....	67
Figure IV.-4 : Légende pour les parois verticales sens X.....	68
Figure IV.5 : Légende pour les parois verticales sens Y.....	69
Chapitre IV : Etude sismique	
Figure V1. : Vue 3D et vue en plan	79
Figure V.2 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T1= 1.08 sec).....	80
Figure V.3 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T2=0.93 sec.)...81	
Figure .V.4 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T3=0.87 sec)...81	
Figure V.5 : Vue en plan et en élévation de la 1ère proposition.....	82
Figure V.6 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T1= 1.12 sec).....	83
Figure V.7 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T2=1.02 sec.)...84	
Figure V.8 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T3=0.91 sec)...84	
Figure V.9 : Vue en plan et en élévation de la 2ème proposition.....	86
Figure V.10 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T1= 0.90 sec)....	87
Figure V.11 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T2=0.82 sec.)...87	
Figure V.12 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T3=0.56sec)..88	
Figure V.13 : Distribution horizontale des forces en sens X.....	91
Figure V.14 : Distribution horizontale des forces en sens Y.....	92
Figure V.15 : Notion des effets du second ordre.....	95
Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants	
Figure.VI .1 Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée.....	100

Figure .VI.2 Ferrailage de poteaux (65×75).....	109
Fig.VI.3 -Ferrailage des poutres principales.....	116
Fig.VI.4 -Ferrailage des poutres secondaires.....	116
Figure VI.5: Disposition des voiles.....	119
Figure.VI.6. Schéma de ferrailage des voiles.....	127
Fig.VI.17. Schéma de ferrailage des voiles avec ouverture.....	128
Chapitre VII : Etude d'infrastructure	
Figure.VII.1: Ferrailage de la Dalle du Radier	145
Figure VII.2. Schéma statique de la nervure sens (x-x).....	146
Figure VII.3. : Schéma statique des moments dans la nervure a ELU	147
Figure VII.4. Diagramme des efforts tranchant.....	147
Figure.VII.5 : Schéma statique des moments dans la nervure a l'ELS.....	147
Figure.VII.6. Diagramme des efforts tranchant	148
Figure.VII.7. Schéma statique de la nervure sens (y-y).....	148
Figure VII.8: Schéma statique des moments dans la nervure a l'ELU.....	148
Figure.VII.9. Diagramme des efforts tranchant.....	149
Figure.VII.10: Schéma statique des moments dans la nervure a l'ELS.....	149
Figure.VII.11. Diagramme des efforts tranchant.....	149
Figure.VII.12. des nervures (sens x-x).....	153
Figure VII.12. des nervures (sens Y-Y).....	153
Figure.VII.13 : Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures.....	154

Liste des Tableaux

Tableau 1: Charge permanente du Plancher terrasse en corps creux	17
Tableau 2: Charge permanente du Plancher étage courant en corps creux	17
Tableau 3: Charge permanente du mur extérieur.....	17
Tableau 4: Charge permanente du mur intérieur	18
Tableau 5: Charge permanente du palier.....	19
Tableau 6: Charge permanente du Volée 19.....	
Tableau 7: Charge permanente du balcon	20
Tableau 8 : récapitulatif planchers Terrasse cas de l'ELU.....	36
Tableau 9 : récapitulatif planchers Terrasse cas de l'ELS	37
Tableau 10 : récapitulatif pour Les moments' sur appuis:38.....	
Tableau 11 : récapitulatif pour Les moments en travées a l' ELU.....	38
Tableau 12 : récapitulatif pour Les moments en travées a l'ELS	38
Tableau 13: Récapitulatif planchers étage courant cas de l'ELU.....	40
Tableau 14. récapitulatif planchers étage courant cas de l'ELS	40
Tableau 15 : récapitulatif pour Les moments' sur appuis:.....	41
Tableau 16 : Récapitulatif pour Les moments en travées ELU.....	41
Tableau 17 : Récapitulatif pour Les moments en travées ELS.....	41
Tableau 18: Coefficients dynamiques Cd	66
Tableau 19: pression dynamique q_{dyn}	66
Tableau 20: coefficients de pressions extérieures C_{pe}	68
Tableau 21: Valeurs des forces de frottement sens transversal.....	72
Tableau 22: Valeurs des forces de frottement sens longitudinal.....	72
Tableau 23: Valeur de $\zeta(\%)$ RPA 99.....	76
Tableau 24:: coefficient d'accélération de zone A	76
Tableau 25 : Valeurs des pénalités P_q	77
Tableau 26 : la période caractéristique T_1 et T_2 du site.....	78
Tableau 27 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	80
Tableau 28: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	83

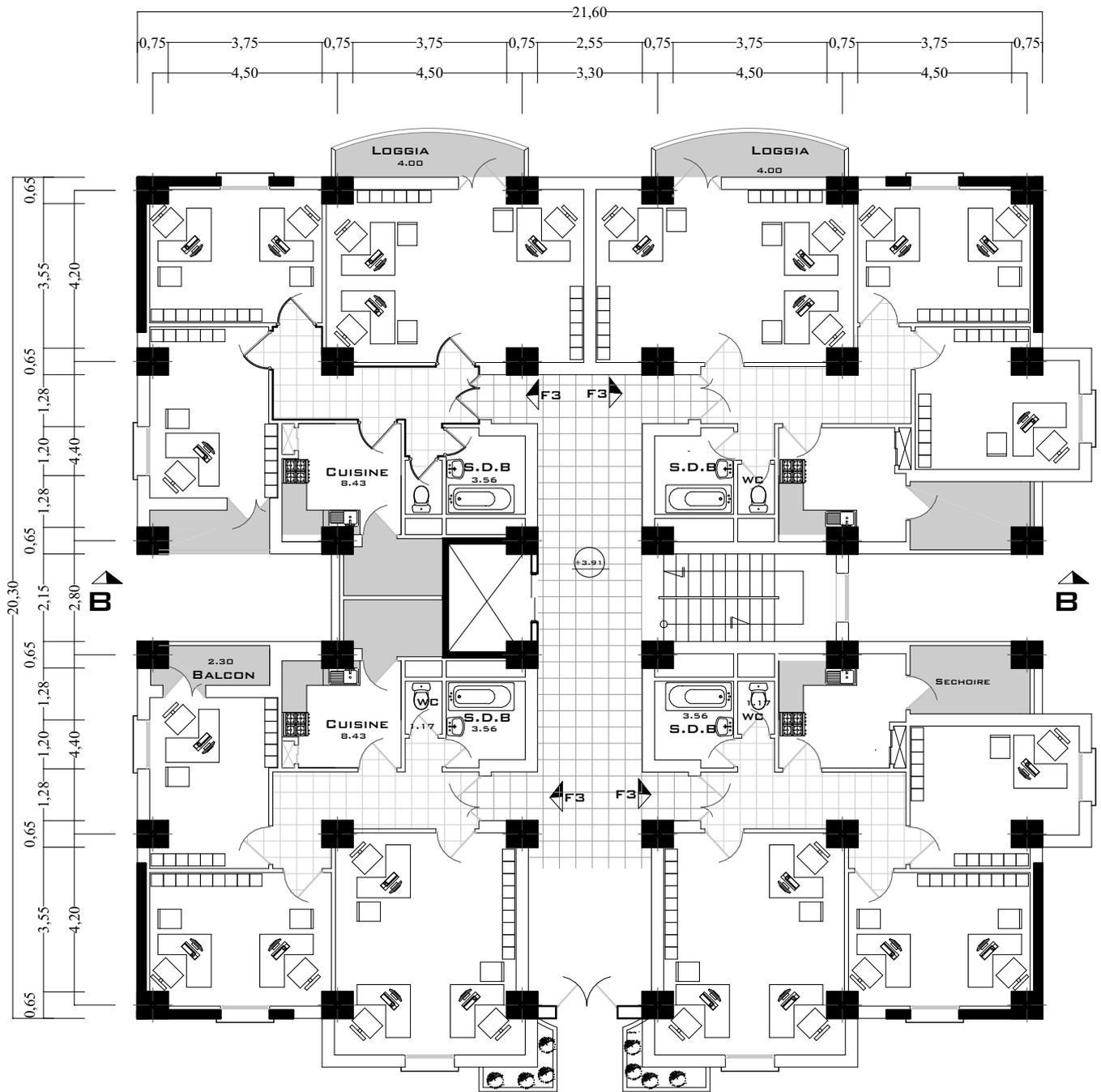
Tableau 29: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	86
Tableau 30 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	89
Tableau 31 : les résultats des forces sismiques.....	91
Tableau 32 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	93
Tableau 33 : Centres de gravité des masses et centres de rigidité.	94
Tableau 34 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.....	96
Tableau 35 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.....	96
Tableau 37 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X97.(
Tableau 36 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales(sensX).....	97
Tableau 38: Caractéristiques mécaniques des matériaux99.....	
Tableau 39 : Valeur de Combinaison de calcul.....	100
Tableau 40. Tableau récapitulatif des résultats.....	105
Tableau 41 : récapitulatif des résultats	105
Tableau 42 : Tableau récapitulatif	113
Tableau 43 : Tableau récapitulatif 114.....	
Tableau 44 : Résultats de calcul de la stabilité du radier	139
Tableau 45: Calcul des moments fléchissant.....	141
Tableau46 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELU.....	142
Tableau 47 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELS	143
Tableau 48 : Ferrailage du débord du radier.....	144
Tableau 49 : les charges appliqué sur la nervure sens x-x	146
Tableau 50 : les charges appliqué sur la nervure sens x-x	146
Tableau 51: les charges appliqué sur la nervure sens y-y	148
Tableau 52 : les charges appliqué sur la nervure sens y-y148.....	
Tableau53: récapitulatif des résultats.....	150
Tableau54 : récapitulatif des résultats	150
Tableau 55 : Ferrailage des nervures X-X	150
Tableau 56 : Ferrailage des nervures Y-Y	151

Introduction générale

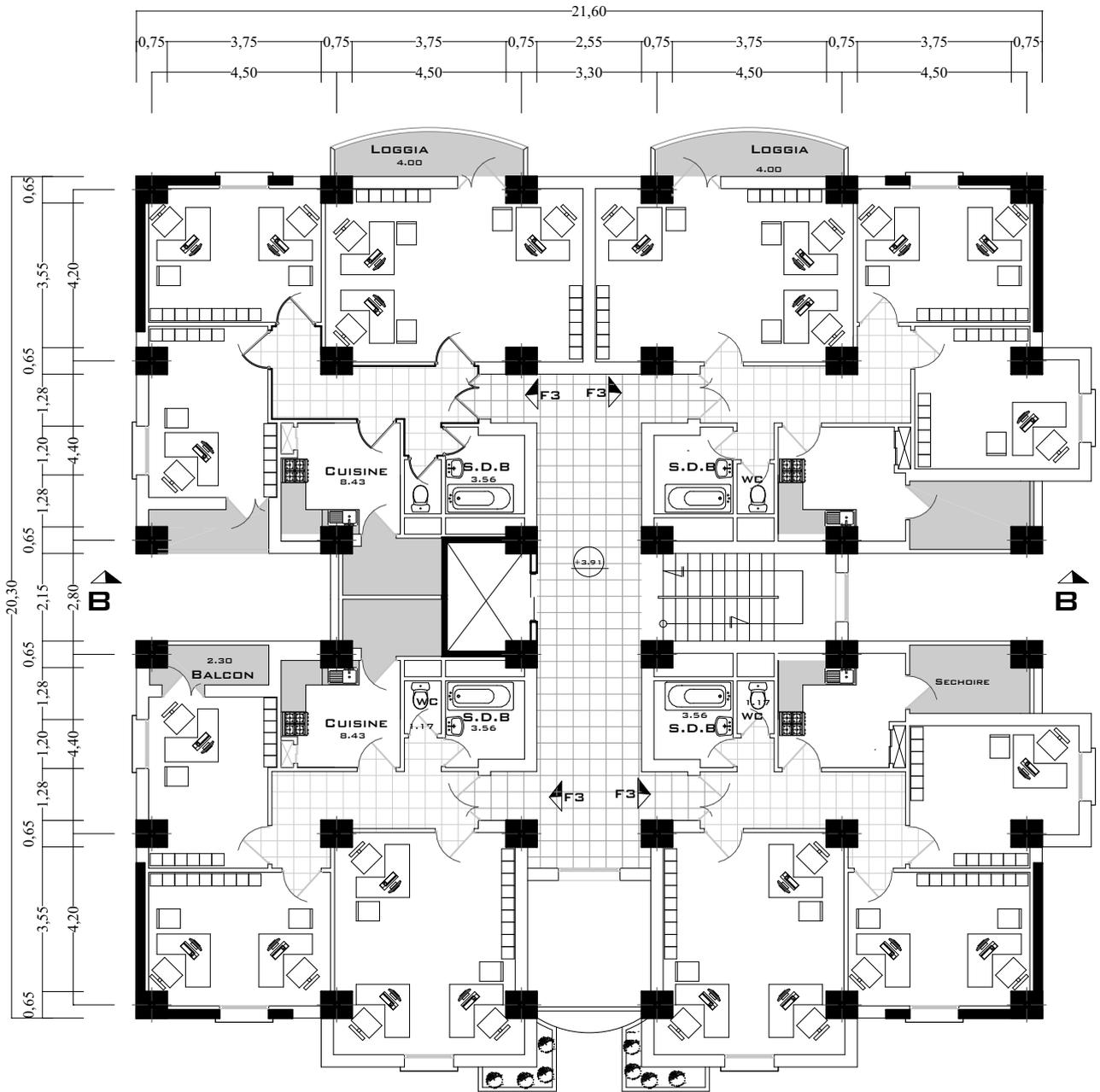
Les spécialistes génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées. Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pour quoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

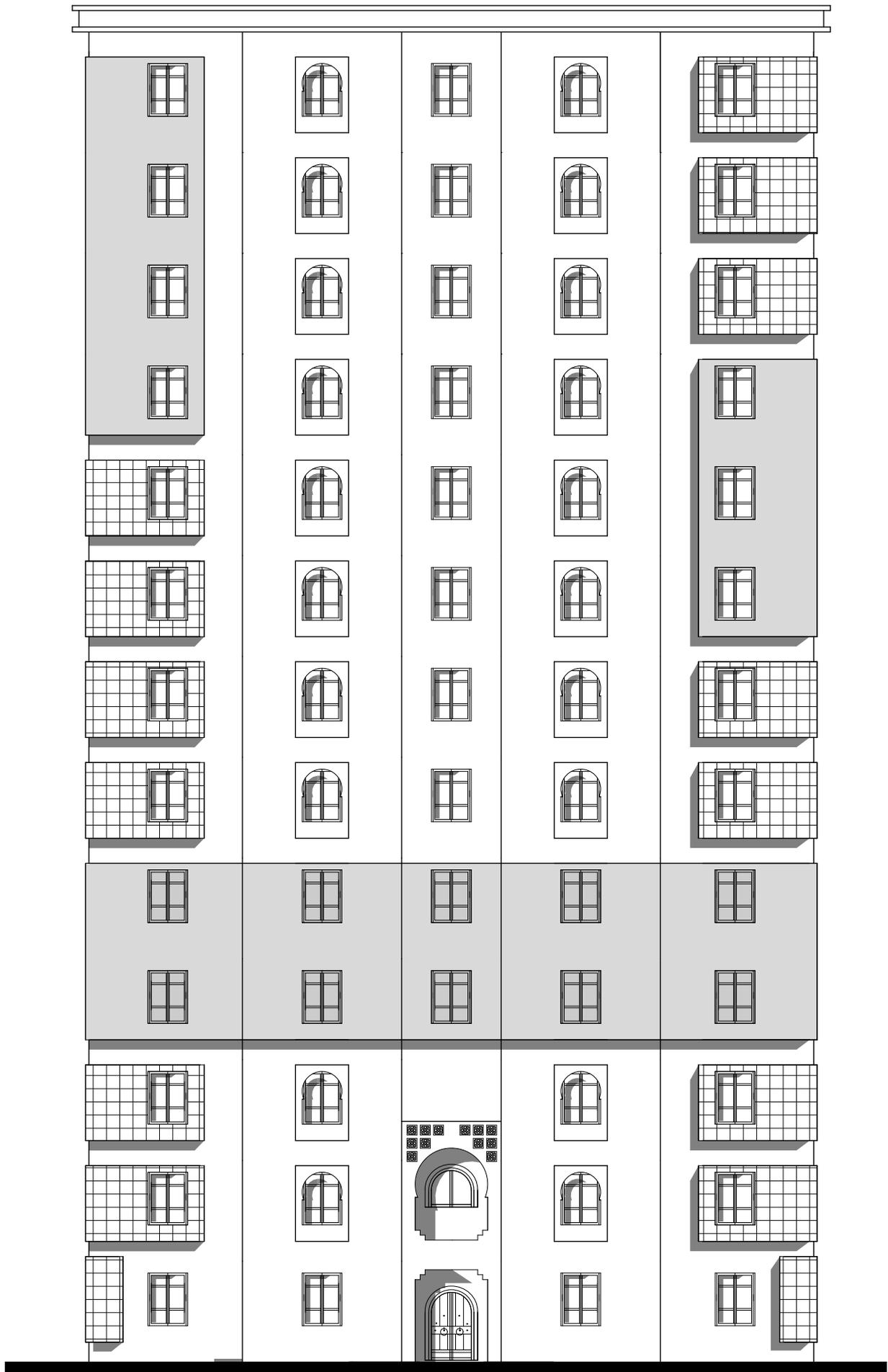
Notre travail consiste à la conception et l'étude d'une tour (**R+12**) avec un Contreventement mixte (poteaux/voiles) implanté dans la wilaya d'**ALGER** classé comme zone de forte sismicité (**zone III**) d'après les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99/Version2003**) et **zone I** D'après règlement neige et vent (**RNV 99**) .



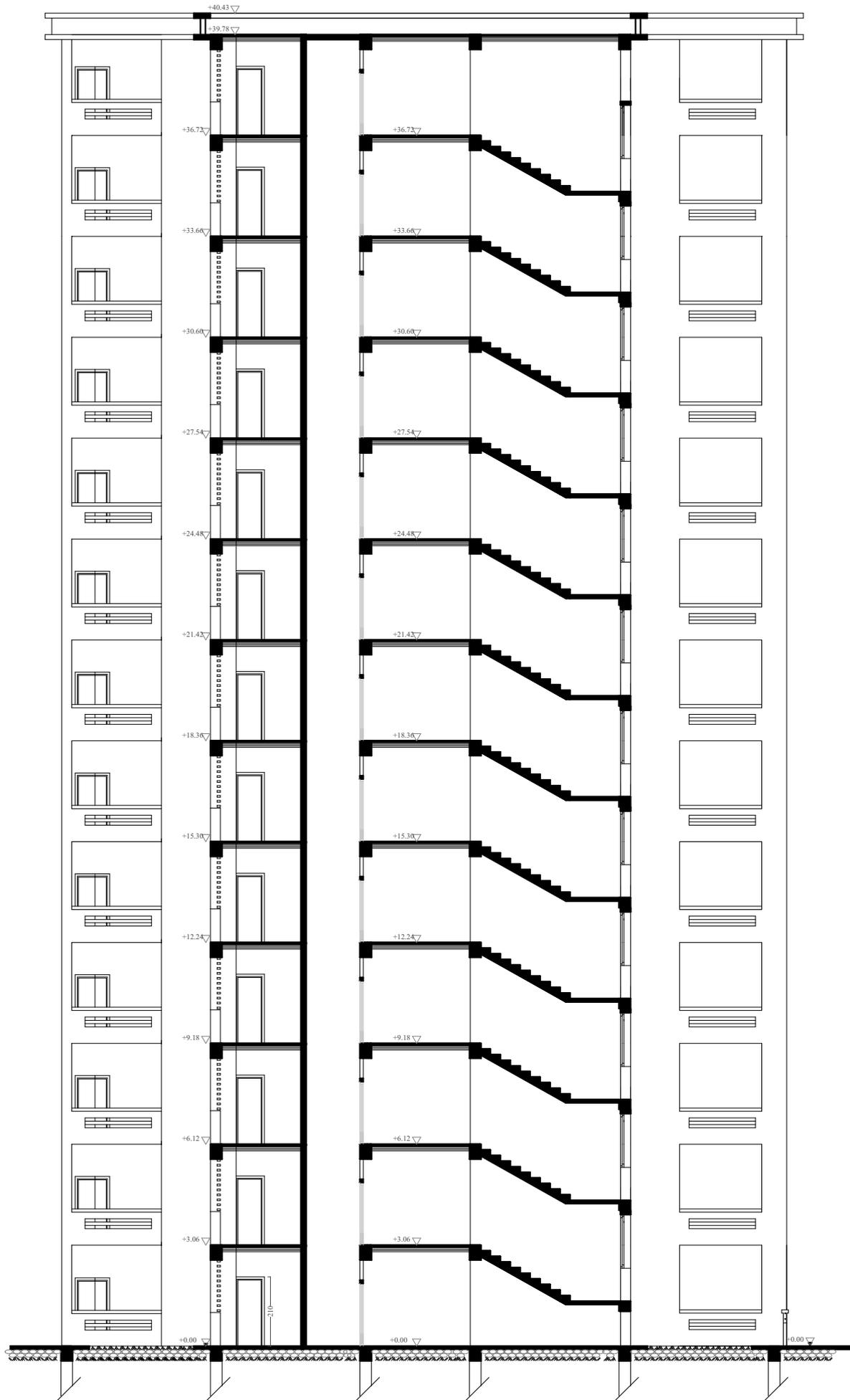
PLAN RDC ECH:1/100



PLAN ETAGE COURANT ECH:1/100



Façade principale ECH:1/100



COUPE BB ECH:1/100

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE1 : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Dans ce chapitre on va présenter les caractéristiques de la structure et les différentes propriétés des matériaux

I.2. Présentation de l'ouvrage :

I.2.1) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont:

- Longueur en plan ----- 21.60m
- Largeur en plan ----- 20.30m
- Hauteur du RDC ----- 3,06m
- Hauteur étage courant ----- 3,06m
- Hauteur totale -----39.78m

I.2 .2) Données du site :

_ Le bâtiment sera implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée par le RPA99/version 2003 Comme une zone de forte sismicité (Zone III).

_ Le bâtiment est à usage d'administratif donc appartient au groupe d'usage 1A

_ Le site est considéré comme un site meuble : catégorie S3

_ La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm}=1.70$ bars

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

_ Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93.) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003

I.3.1) Le béton:

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et de l'eau. Il est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

I.3.1.1) La composition du béton :

CHAPITRE1 : Présentation de l'ouvrage

➤ *ciment:*

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

➤ *Granulats:*

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.3.1.2) Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.3.2.3) Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par: : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

CHAPITRE1 : Présentation de l'ouvrage

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance a la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

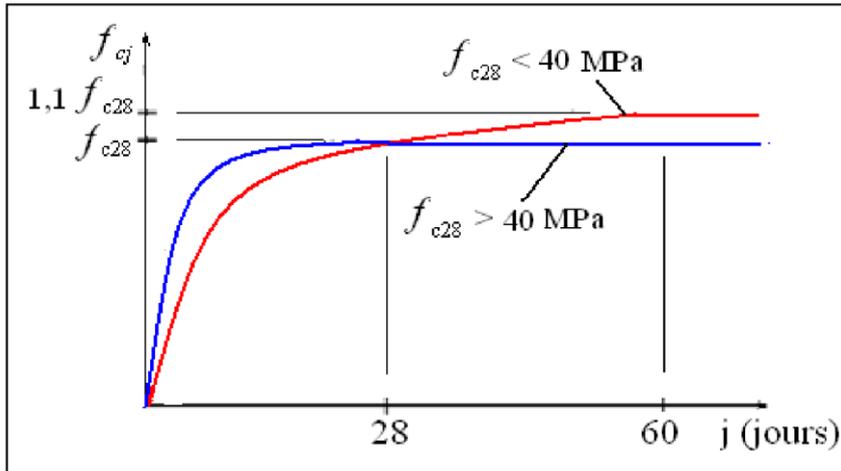


Figure I.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations : : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

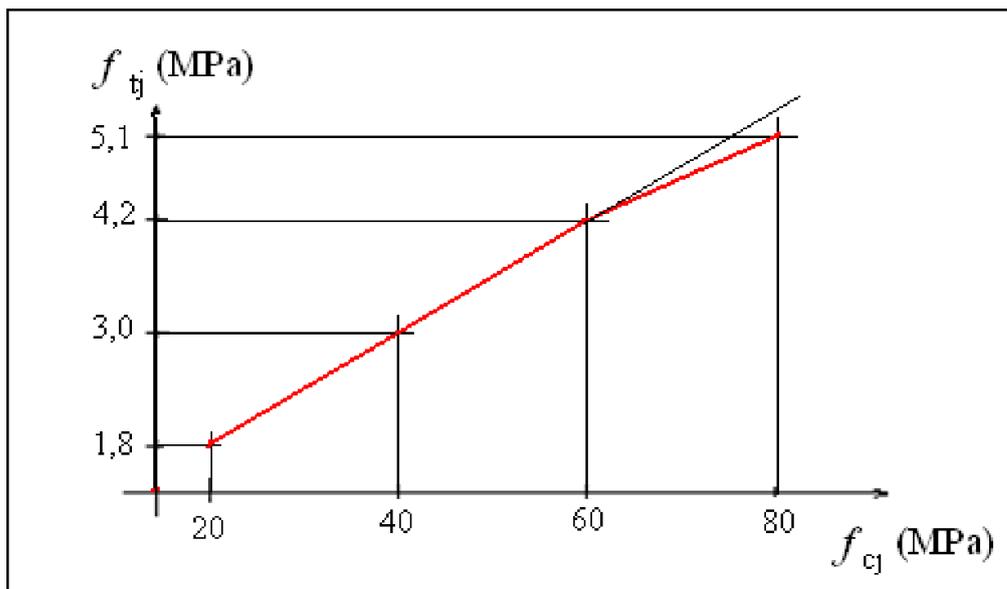


Figure I.2: Evolution de la résistance du béton en traction f_{tj} en fonction de celle en compression f_{cj} .

CHAPITRE1 : Présentation de l'ouvrage

c. Modules de déformation longitudinale :

➤ **Module de Déformation longitudinale instantané**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure a 24 h, on admet a défaut de mesures, qu'a l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal a :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{MPa} \quad (\text{CBA 93[ART 2.1.1.2] P7})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

➤ **Module de Déformation longitudinale différé**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère ,ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \quad : (\text{CBA 93[ART 2.1.2.2] P7})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.

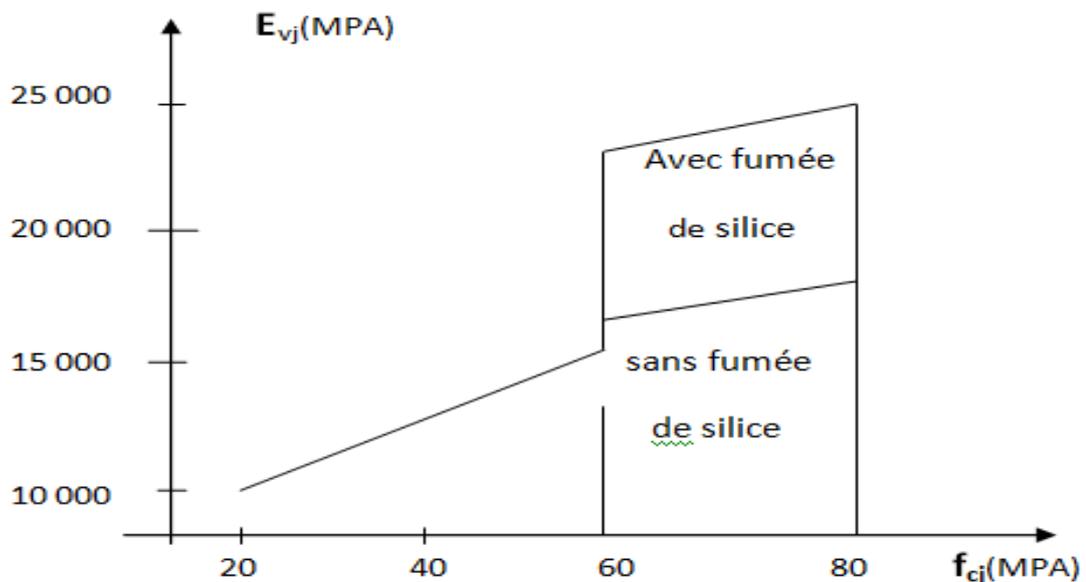


Figure I.3 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

d. Coefficient de poisson : (CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale

$$\nu = \frac{\Delta l}{l}$$

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations.

CHAPITRE1 : Présentation de l'ouvrage

e. Contraintes limite :

Selon le **B.A.E.L** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

L'état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cessait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

➤ **Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : (CBA 93 [ART. A.4.3,41])**

▪ **Contrainte ultime du béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole_rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

- $\xi_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\xi_{bc1} = 3,5 \text{ ‰}$ si $f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$.
- $(4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰}$ si $f_{cj} > 40 \text{ Mpa}$.

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{cj}$$

Notation:

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- $\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et
- $\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

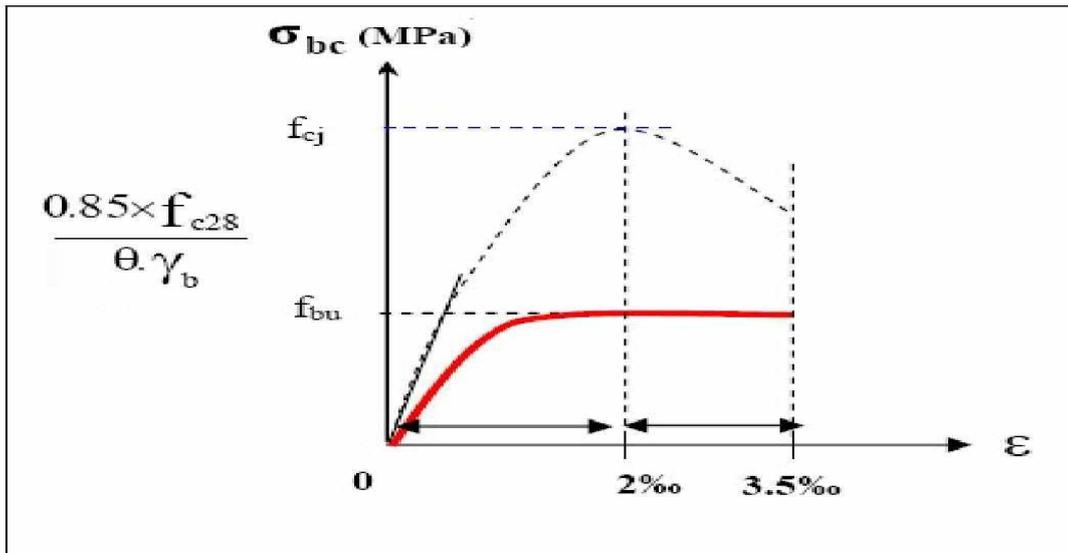


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

➤ *Etat limite de service (E.L.S) :*

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à **1/15** de celle de l'acier.

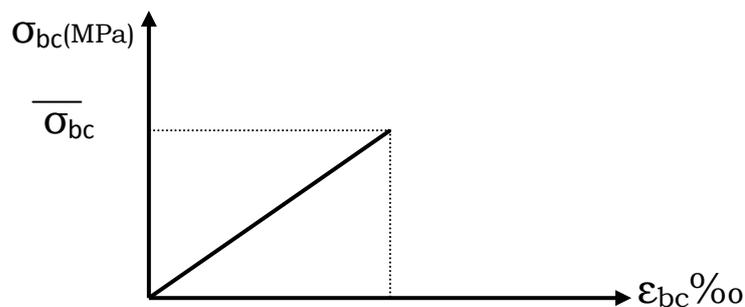


Figure I.5 : Diagramme du béton à l'EL S.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

CHAPITRE1 : Présentation de l'ouvrage

I.3.2) L'Acier :

I.3.2.1. Définition :

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.3.2.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécanique des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres IIA Type 1 et 2	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e .

I.3.2.3.) Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les E ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.105 \text{ MPa}$$

I.3.2.4.) Contrainte limite :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ξ .

a. Etat limite ultime : CBA93 (ART.A.2.2,2)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto_plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

CHAPITRE1 : Présentation de l'ouvrage

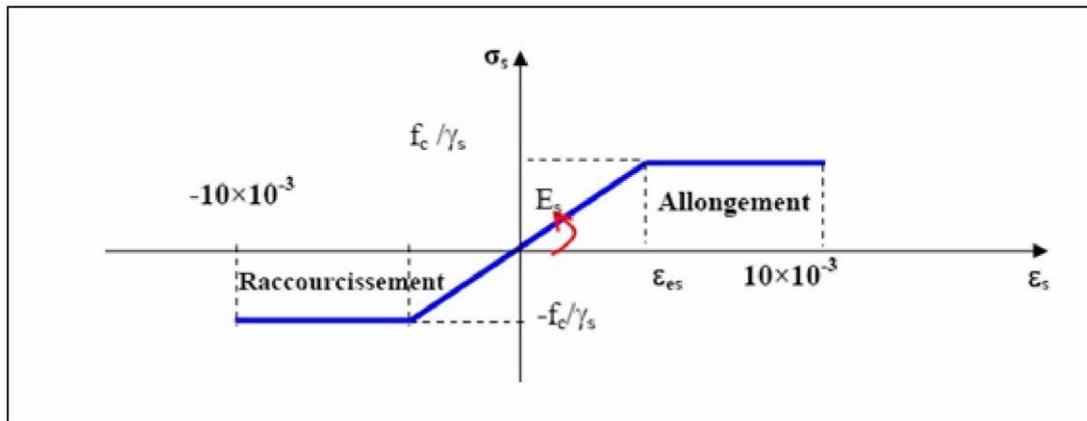


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

$$\sigma_s = E_s \cdot \xi_s \quad \text{si } \xi_s < \xi_{es}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{si } \xi_s \geq \xi_{es}$$

$$\text{Avec } \xi_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

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

γ_s : est un Coefficient de sécurité égal à :

1,00 pour les combinaisons accidentelles.

1,15 dans le cas général.

Pour l'acier FeE400 dans le cas général

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

b. Etat limite de service : CBA93 (ART. A.4.5,3)

On ne limite pas la contrainte de l'acier qu'en cas d'ouverture des fissures :

➤ Fissuration peu nuisible : pas de limitation de la contrainte de l'acier.

➤ Fissuration préjudiciable :

✚ ronds lisses $\sigma_{st} = 2/3 f_e$

✚ Barres HA $\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t j} \}$

➤ Fissuration très préjudiciable :

✚ ronds lisses $\sigma_{st} = 0,8 (2/3) f_e$

✚ Barres HA $\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0,4 f_e ; 88 \sqrt{\eta f_t j} \}$

η : coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris TSL et 1,6 pour les armatures à haute adhérence.

I.4) les hypothèses de calcul :

Pour cette étude les hypothèses de calcul adopté 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 : $E_{ij}=32164.195 \text{MPa}$
- ✚ Limite élastique du acier :: $f_e=400\text{MPa}$ (pour HA) , et: $f_e=235\text{MPa}$ (pour ronds lisses (

I.5) les règles et les normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- ✚ Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003)..
- ✚ Les règles B.A.E.L
- ✚ Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).
- ✚ règlement neige et vent (**RNV 99**) (ETUDE DU VENT)

Chapitre II :

**pré dimensionnement
des éléments et
descente de charges**

CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments et descente de charges

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape essentielle dans un projet de génie civil, régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations soit :

- Sollicitations verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation)
- Sollicitations horizontales (dues aux effets du vent et du séisme.)

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91 et R.P.A 99 V2003, Document Technique Réglementaire DTR.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois ou quatre appuis. on distingue deux types :

- plancher en corps creux.
- dalle pleine (dalle de l'ascenseur).

La détermination de l'épaisseur Pour les planchers en corps creux, l'épaisseur est conditionnée par:

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport e/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 410$ cm).

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow e \geq \frac{L}{22.5} = 18,22 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 16 \text{ cm} & \longrightarrow \text{ corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} & \longrightarrow \text{ dalle de compression} \\ e = 20 \text{ cm} & \longrightarrow \text{ la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$

II.3.) Caractéristiques géométriques des poutrelles :

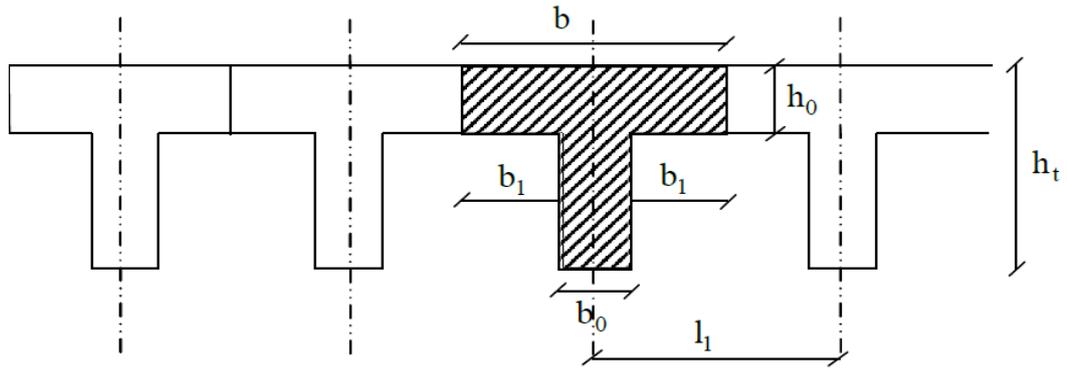


Figure. II.1 : Schéma des poutrelles

-Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

l_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } b = 65$$

II.4.) Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions

Suivantes : $b \geq 20 \text{ cm}$, $h \geq 30 \text{ cm}$, $h/b \leq 4$, $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

D'après les règles de B.A.E.L 91 on à, les dimensions des poutres doivent respecter la Condition suivante : $L/15 \leq h \leq L/10$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

L : Plus grande portée dans le sens considéré

h : hauteur de la section

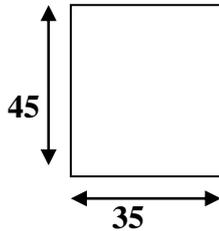
b : largeur de la section

Poutre principale : $L=420 \text{ m} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$

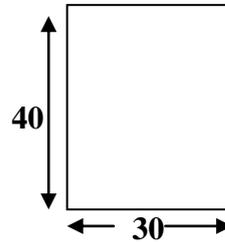
Poutre secondaire : $L=410 \text{ m} \Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Donc on obtient (b × h)

une poutre principale



Poutre secondaire



D'après le R.P.A 99(version 2003) :

- * $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. et $30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
 - * $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
 - * $h/b < 4 \rightarrow 40/30 < 4$ et $40/35 < 4$
- } \Rightarrow les conditions est Vérifiée.

II.5) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations, On dimensionne la section du poteau comme suit :

$$L_f = 0.7 \times h_0$$

h_0 = hauteur d'étage - Hauteur de poutre

$$h_0 = 306 - 45 = 261$$

$$L_f = 0.7 \times 261 = 182.7$$

$$) \quad \text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{L_f}{b_i} \quad \lambda_y = 3.46 \times \frac{L_f}{h_i}$$

b_i = parallèle à l'axe x

h_i = parallèle à l'axe y

$$h_i = b_i \geq 3.46 \times \frac{L_f}{70} \Rightarrow b_i \geq \frac{3.46 \times 182.7}{70} = 9.03 \text{ cm}$$

$$h_i = b_i \geq 9.03 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de (50 x 60)cm

Selon les règles (RPA99/v 2003) :(art 7.4.1)

$$\text{Min} (b_i; h_i) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{ZONE III})$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Min} (b_i; h_i) &\geq \frac{h_0}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 &\Rightarrow 0.25 < 0.83 < 4 \end{aligned} \right\} \text{ les conditions est Vérifiée.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section (50×60) cm²

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99/version 2003**: $L \geq 4 a$:

- **L** : longueur du voile.
- **A** : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur **he = hauteur d'étage – hauteur de poutre** m et des conditions de rigidité aux extrémités

comme suit :

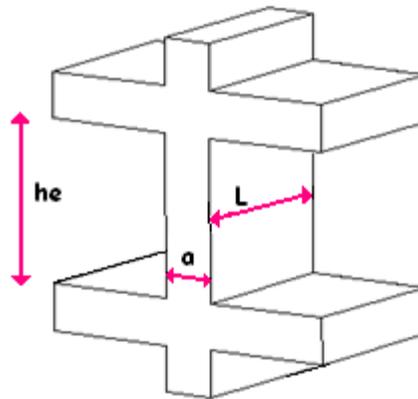


Figure. II.2: Coupe de voile en élévation

$$h_e = H - b_{\text{poutre}} = 306 - 30 = 276$$

$$e \geq \left\{ \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22} \right\} \quad \left\{ \frac{276}{25}; \frac{276}{20} \right\} \quad \text{Soit un voile de : } e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

II.7. Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,03 \times 0,1) / 2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

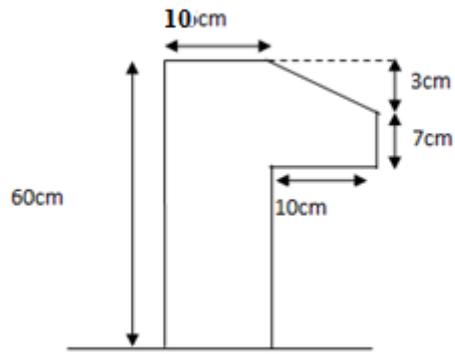


Figure. II.3 : Acrotère.

II.8.les Balcon:

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (art B.6.8, 424).

a) Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe feu.

$e = 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe feu.

$e = 17,5\text{ cm}$ Pour un coupe feu de quatre heures.

on choisi : $e_1 = 15\text{ cm}$

b) Condition de flèche

$$L/25 \leq e \leq L/20 \quad L=410\text{cm}$$

$$16.4 \leq e \leq 20.5 \Rightarrow e_1 = 20\text{cm}$$

c) Résistance à la flexion :

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$Lx/50 < e_2 < Lx/40 \Rightarrow 8.2 \leq e_2 \leq 10.25 \Rightarrow e_2 = 10\text{cm}$$

d) Isolation phonique :

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être $e \geq 13\text{cm}$

pour obtenir une bonne isolation acoustique. on choisi : $e = 15\text{cm}$

e) formule empirique : BAEL91 (art B.6.8, 424).

$$e = \max(e_1, e_2, e_3, e_4)$$

$$e = \max(15, 20, 10, 15, 20) \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

II.9. Pré dimensionnement des escaliers:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le Passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la Longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Généralement il existe deux différents types d'escalier

- Escaliers sans palier intermédiaire
- Escaliers avec palier intermédiaire ou à palier de repos.

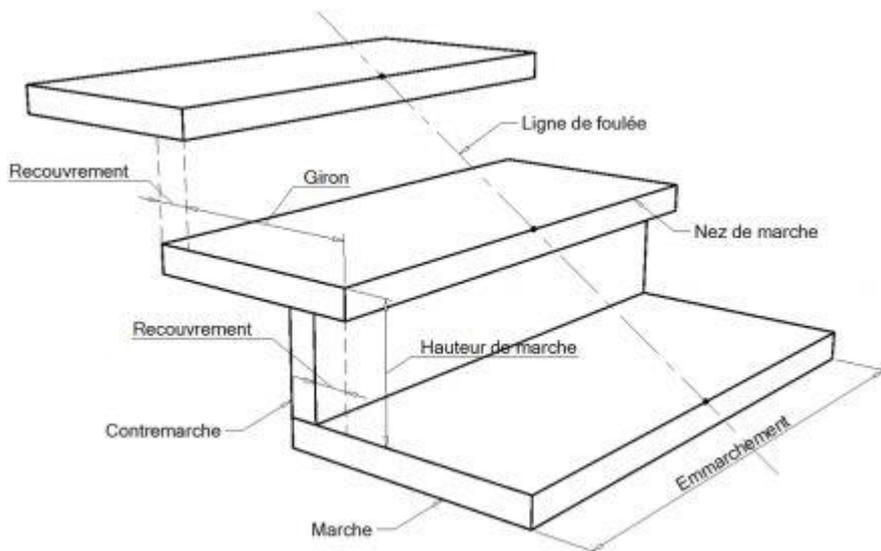


Figure. II .4: Constituants d'un escalier

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

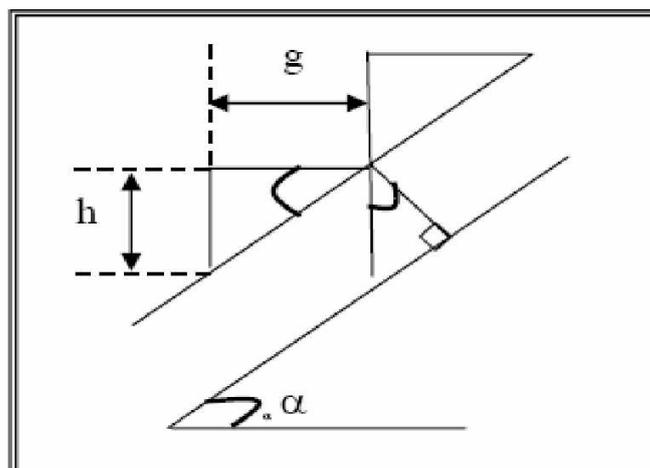


Figure. II.5 schéma statique de l'escalier

- Nombre de contre marches $n_c = H / h$ H = Hauteur d'un demi-étage
- Nombre de marches par volée : $n_{max} = n_c - 1$
- Dimension du giron : $25 \leq g \leq 32$
- Dimension hauteur d'une marche: $16 < h < 19$
- Epaisseur de la paillasse : $e > L / 35$
- Longueur de la ligne de foulée $L = g (n_c - 1)$
 - Hauteur d'étage $h_e = 3.06 \text{ m} \Rightarrow H=1.53$
 - Giron..... $g = 30\text{cm}$

On a: $16 < h < 19$

Pour $h=17\text{cm}$ on aura 9 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

- $L = g (n-1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$
- L'inclinaison de la paillasse :
 $Tg \alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$.
- La longueur de la paillasse est :
 $l = 1,53 / \sin \alpha = 3.1 \text{ m}$.
- Condition de résistance : $L=460\text{cm}$
 $l/30 < e < l/20 \Rightarrow 15.33 < e < 23$.

On prend : $e = 17 \text{ cm}$.

II.10. Evaluation des charges :

II.10.1. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux
Surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant
L'évacuation des eaux pluviales.

- Plancher terrasse en corps creux :

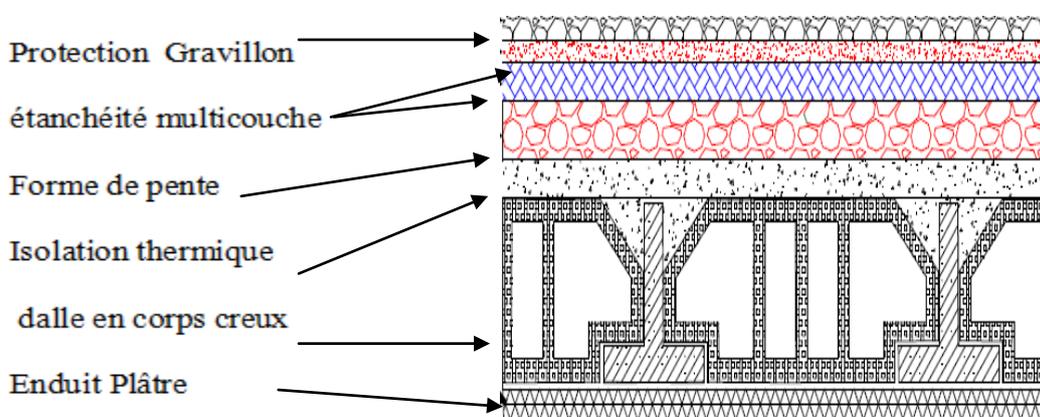


Fig. II 6. Schéma d'un plancher terrasse

N°	désignation	e (m)	$\gamma(Kg / m^3)$	$poids(Kg / m^2)$
01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	16+4	-	280
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				628kg /m²

Q=100kg/m²

Tableau II.1: Charge permanente du Plancher terrasse en corps creux

II.10.2.Plancher étage courant :

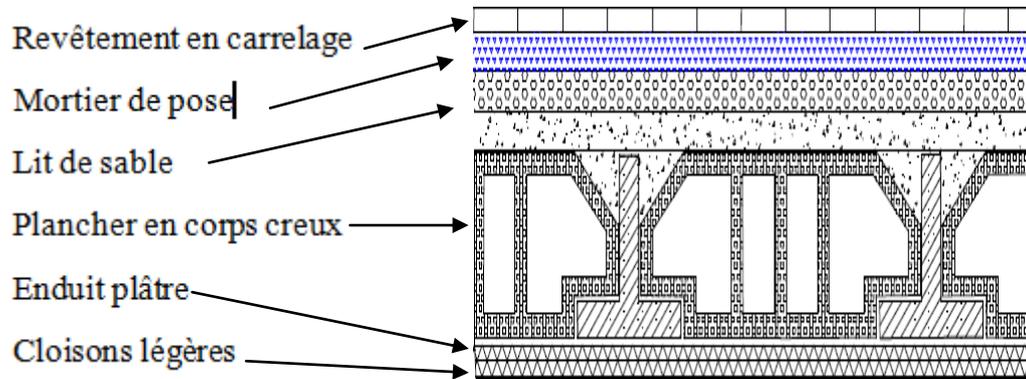


Figure. II.7.- Schéma d'un plancher

➤ Plancher étage courant en corps creux :

N°	Désignations	e (m)	$\gamma (Kg/m^3)$	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	280
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
Total :				520 Kg/m²

Q=250kg/m²

Tableau II.3: Charge permanente du Plancher étage courant en corps creux

II.10.3. Murs :

Murs extérieurs :

N°	Désignations	e (cm)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Enduit extérieur(ciment)	0.02	200	40
2	Briques creuses	0.10	900	90
3	Briques creuses	0.15	130	19.5
	Enduit intérieur (plâtre)	0.02	1200	24
Total				173.5 (kg/m²)

Tableau II.5: Charge permanente du mur extérieur

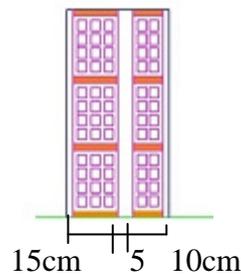


Figure II.8.- Schéma du mur double cloisons

➤ Murs intérieur

N°	Désignations	e (cm)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.02	2000	40
2	Briques creuses	0.10	900	90
3	Enduit intérieur (plâtre)	0.02	1200	24
Total				154(kg/m²)

Tableau II.6: Charge permanente du mur intérieur

Remarque: Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90% G).

Murs avec fenêtres (80% G).

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

II.10.4.Escalier :

➤ Le palier :

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle pleine (BA)	0.17	2500	425
5	enduit ciment	0.02	2000	40
Total :				585 Kg/m²

$$Q = 250 \text{ kg / m}^2$$

Tableau II.7: Charge permanente du palier

➤ Volée (paillasse) :

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges(Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Poids propre de la marche	0.5×0.17	2200	187
5	Poids propre de la paillasse	0.17/cos(29.54)	2500	488
6	enduit de plâtre	0.02	1000	20
Total :				815 Kg/m²

$$Q = 250 \text{ kg / m}^2$$

Tableau II.8: Charge permanente du Volée

II.10.5.Acrotère:

le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

$$G1 = S \times \gamma \times 1 = 0,0685 \times 2500 = 171.25 \text{ kg/ml}$$

Surcharge

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

II.10.6. Balcon:

N°	Designations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.15	2500	375
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
total				479 (kg/m²)

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

Tableau II.9: Charge permanente du balcon

II.11. Descente des charges

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposé. On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

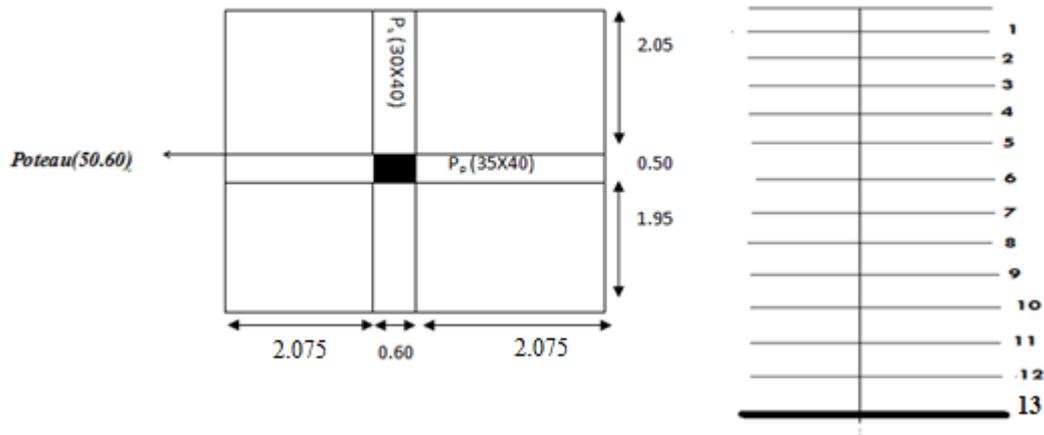
❖ Descente des charges sur le poteau (B2) :

Surface afférente :

$$S_G = (2.1 + 2.1) \times (1.925 + 2.025) = 16.59 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.1 + 2.1 + 0.6) \times ((1.925 + 2.025) + 0.5) = 21.36 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = 21.36 - (0.5 \times 0.6) = 21.06 \text{ m}^2$$



niveau	Élément	G (KN)	K(KN)
1_1	Plancher Terrasse: $6.28 \times 16.59 = 104.185$ poutre.p : (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25= 11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	155.48	$21.36 \times 1 = 21.36$
2_2	Venant : 1-1 : 155.48 Plancher.E.C : $5.2 \times 16.59 = 86.26$ poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	270.09	$21.36 + (21.06 \times 2.5) = 74.01$
3_3	-Venant : 2-2 : 270.09 Plancher.E.C : $5.2 \times 16.59 = 86.26$ poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	407.65	$74.01 + ((21.06 \times 2.5) \times 0.9) = 121.395$
4_4	Venant : 3-3 : 407.65 Plancher.E.C : $5.2 \times 16.59 = 86.26$ poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	545.21	$121.395 + (52.65 \times 0.8) = 163.515$
5_5	Venant 4-4 : 545.21 Plancher.E.C : $5.2 \times 16.59 = 86.26$ poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	682.77	$163.515 + (52.65 \times 0.7) = 200.37$
%6_6	Venant : 5-5 : 682.77 Plancher.E.C : $5.2 \times 16.59 = 86.26$ poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	820.33	$200.37 + (52.65 \times 0.6) = 231.96$
7_7	Venant : 6-6 : 820.33 Plancher.E.C : $5.2 \times 16.59 = 86.26$ poutre.p (0,35). (0,45). (4.5)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85	957.89	$231.96 + (52.65 \times 0.5) = 258.28$

	Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95		
8_8	Venant :7-7 : 957.89 Plancher.E.C :5.2×16.59=86.26 poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	1095.45	258.28+(52.65×0.5)=284.60
9_9	Venant :8-8 : 1095.45 Plancher.E.C :5.2×16.59=86.26 poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	1233.01	284.60+26.325=310.93
10_10	Venant : 9-9 : 1233.01 Plancher.E.C :5.2×16.59=86.26 poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	1370.57	310.92+26.325=337.25
11_11	Venant :10-10: 1370.57 Plancher.E.C :5.2×16.59=86.26 poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	1508.13	337.25+26.325 =363.57
12_12	Venant : 11-11 : 1508.13 Plancher.E.C :5.2×16.59=86.26 poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	1645.69	363.57+26.325=389.9
13_13	Venant : 12-12 : 1645.69 Plancher.E.C :5.2×16.59=86.26 poutre.p (0,35). (0,45). (4.15)25=16.34 Poutre.s : (0,3). (0,4). (3.95).25=11.85 Poteau :(0,5). (0,6). (3,06).25= 22.95	1783.25	389.9+26.325 =416.225

II.12.Vérification de la section de poteau le plus sollicité

(intermédiaire):

$$G=1783.25 \text{ KN}$$

$$Q=416.225 \text{ KN}$$

$$N_d = G+Q=1783.25 + 416.225=2199.475\text{KN}$$

$$3031.725= (416.225)1.5+(1783.25)1.35 = Q1.5 + G1.35 = N_u$$

II.12.1.Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v_{sol} = \frac{2199475}{500 \times 600 \times 25} = 0.293 \dots \dots \dots (cv)$$

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages. **Poteau : (50×60) cm².**

II.12.2. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

suiivante : $N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$h > b \Rightarrow \lambda_x > \lambda_y$$

$$\Rightarrow \lambda = \lambda_x$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.61}{0.40} = 15.82$$

$$\lambda = 15.82 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

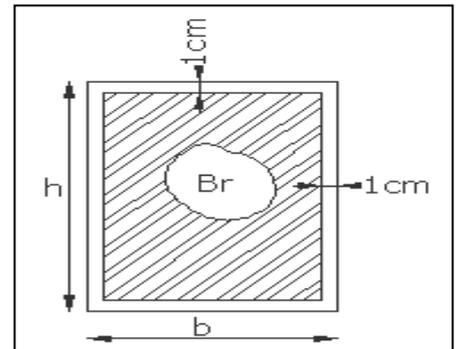
$$\alpha = 0.816$$

Pas de risque de flambement.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique

$$B_r = (h-2)(b-2) = (60-2).(50-2) = 2784 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$



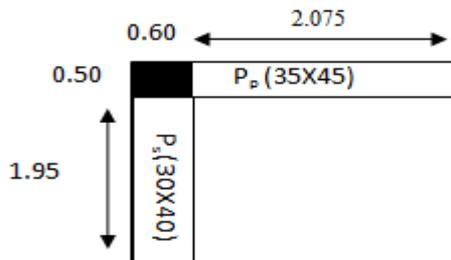
-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

- $A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) = \max (4\text{cm} ; 0.002 \times 50 \times 60 = 6\text{cm}^2)$
- $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.9 \% B \text{ (zone III)} \Rightarrow = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100} (500 \times 600) = 2700 \text{ mm}^2$

Niveau	N_u (N)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N)	-
RDC	3031.725	600	2700	2700	2784	675592.89	Condition vérifiée

❖ Descente des charges sur le poteau (A6)



Surface afférente :

$$S_G = (2.075 \times 1.95) = 4.046 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.075 + 0.6) \times (1.95 + 0.5) = 6.55 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = 6.55 - (0.5 \times 0.6) = 6.25 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
Terrasse	Acrotère: $2.4625 \times 6.55 = 16.13$ Plancher Terrasse: $6.28 \times 4.046 = 25.408$ poutre.p : (0,35) (0,45) (2.075)25=8.17 Poutre.s : (0,3) (0,4) (1.95)25=5.85 Poteau : (0,5)(0,6)(3.06)25=22.95 Mur ext (80%): (1.735×0.8)×1.95×(3.06-0.4)=7.1995 Mur ext : 1.735×2.075×(3.06-0.45)=9.576	95.28	$6.55 \times 1 = 6.55$
Etage12	Venant 2-2 : 95.28 Plancher.E.C : $5.20 \times 4.046 = 21.039$ poutre.p : 8.17 Poutre.s : 5.85 -Poteau: 22.95 mur ext (80%)=7.1995 mur ext : 9.576	170.06	$6.55 + (6.25 \times 2.5) = 22.175$
Etage 11_1	Venant 2-2 : 170.06 [Plancher.E.C +poutre.p +Poutre.s+Poteau + mur ext (80%)+mur ext =74.78]×11 = 822.63	992.68	$22.175 + 15.625 (0.9+0.8+0.7+0.6+(0.5 \times 7)) = 123.74$

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

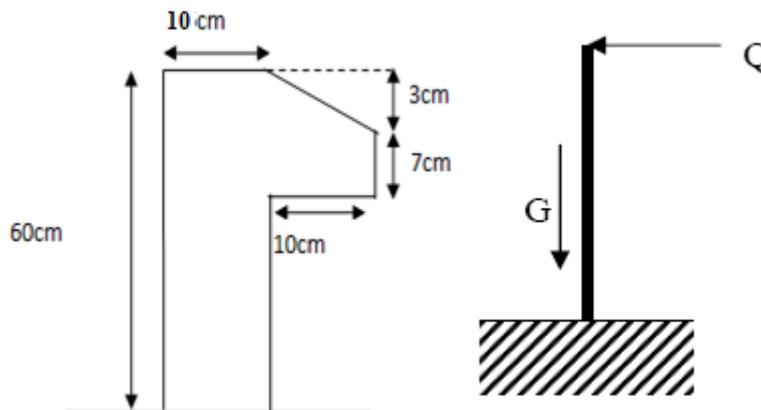
III.1. Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Planchers
- Balcons

III.2. l'acrotère :

L'acrotère est un élément sécuritaire et décoratif pour le bâtiment, il est exposé à l'intempérie, il est assimilé à une console encastrée à la base dans le plancher terrasse sollicitée en flexion composée sous l'action verticale de son poids propre et l'action horizontale due à la main courante la section la plus dangereuse est au niveau de l'encastrement.



-Figure. III-1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère

La surface : $S = 0,0685 \text{ m}^2$.

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.7125 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) : $Q = 1. \text{KN/ml}$

III.2.1 .Sollicitation :

G : crée un effort normal $N_G = 1.1725 \text{ KN/ml}$, et un moment $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Q : crée un effort normal $N_Q = 1. \text{ KN/ml}$, et un moment maximum $M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$

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

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

III.2.2. Combinaison d'action :

- **E.L.U :**

$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$; On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

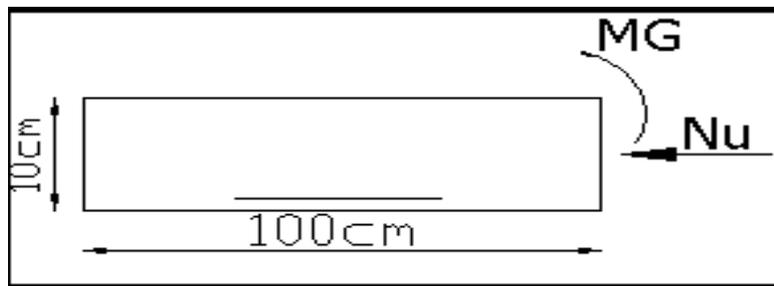
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

- **E.L.S :**

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

III.2.3. calcul de ferrailage :



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries

III.2.3-1- Armatures Longitudinales :

- **E.L.U :**

III.2.3.1.1-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.525 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.525 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Dans la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

III.2.3.1.2-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \cdot 0.993 \cdot 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

III.2.3.1.3-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A^u = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

III.2.3.1.4.Vérification :

- **E.L.U :**

- a. **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{52 - 0.455 \times 7}{52 - 0.185 \times 7} \right] = 0.813 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.813 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

- a. **La contrainte de traction d'armature :** BAEL91 A.4.5,33)

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

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

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

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

b. Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.350 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

c. Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.00862 < \mu^l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0108$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.995$$

$$A_1^{ser} = \frac{634.25}{201.63 \times 0.995 \times 7} = 0.451 \text{ cm}^2$$

d. Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

e. Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0.0025 b \cdot h = 0.0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^{cal} ; A^{\min} ; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_t = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

III.2.3.1.5. Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou} : b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500N$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214Mpa$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,21Mpa$$

$$\tau_u = 0,0214 \leq \bar{\tau}_u = 0,21Mpa \dots\dots\dots (\text{condition .verifier})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.2.3.2. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

On adopte ; $A_r = 3 \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

a. Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm}.$$

$$A_t = 5 \emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \emptyset 6 \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

III.2.4. Vérification du ferrailage vis à vis du séisme :

• **Vérification au séisme**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \dots\dots\dots [R.P.A99_V2003]$$

A: coefficient d'accélération = 0,25 (groupe d'usage 2, zone III)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (voir tableau 6.1).

$CP = 0,8$ (élément en console)

Wp : Poids de l'élément considéré.

$Wp = 1.7125$ KN/ml

D'où : $Fp = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 1.1725 = 0.938$ KN /ml

$Fp = 0.938$ KN.

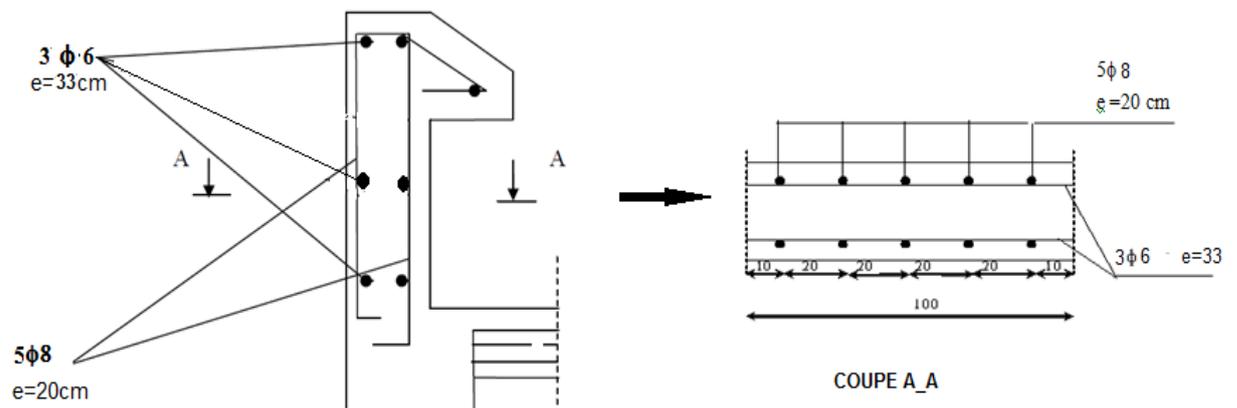


Figure. III-2: Présentation ferrailage de l'acrotère

III.3. Les planchers :

Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantages :

- une bonne isolation phonique et thermique.
- plus léger que la dalle pleine.

Le plancher corps creux se compose d'une dalle de compression (4 cm) et hourdis (16 cm) et Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant X).

III. 3.1.Calcul des poutrelles :

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 $Q \leq 2G$
- ❖ 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. 3.2- Les méthodes approchées :

1. Méthodes forfaitaire

✓ Condition d'application

- $$\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$$

- Inertie constante (I) :

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

- fissuration peu nuisible

✓ calcul des moments :

-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)

- Les moments en travées :

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

$$M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée de rive} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

-des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

T_d = l'effort tranchant a droite de la travée

T_g = l'effort tranchant a gauche de la travée

2. Méthode de Caquot :

✓ *Condition d'application :*

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $- L' = L$ pour les deux travées de rive,
- $- L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires

✓ *calcul des moments :*

-Les moments en appui :

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{L'abscisse } \alpha \text{ de l'appui gauche (w): } X_{MT} \text{ (m)} = \frac{L}{2} - \frac{MW - Me}{pl}$$

- Les moments en travées :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique)
- $(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée ;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- $l'=l$pour une travée de rive.
- $l'=0,8l$pour une travée intermédiaire.

Où " l " représente la portée de la travée libre.

-des efforts tranchants

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

III.3-3- calcul des planchers

3-1-Les types des planchers :

On rencontre deux de types de poutres contenues dans le plancher terrasse et dans le plancher d'étages courants.

A. PLANCHERS TERRASSE :

G=6280 N/m²

Q=1000 N/m²

❖ **Combinaisons d'actions :**

➤ **E.L.U**

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q). 0,65 = 6480.5 \text{ N/m}$

➤ **E.L.S**

$P_s = (G + Q). 0,65 = 4732 \text{ N/m}^2$

➤ **TYPE 01 :**

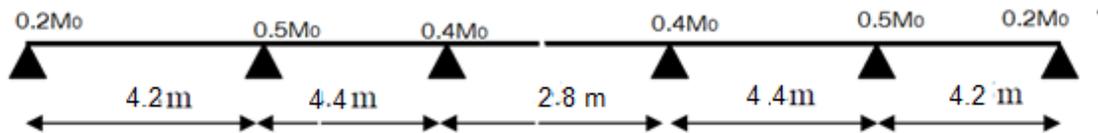
Les conditions

- $1000 \leq 2 \times 5980 = 11960 \text{ N}$ (condition vérifier)
- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24 \quad \dots\dots\dots \text{ (condition. non Vérifier)}$$

- Fissuration peu nuisible (condition vérifier)

nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifiées



-ELU -

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	4.2	4.4	2.8	4.4	4.2	
L'(m)	3.36	3.52	2.24	3.52	3.36	
Pu(N.M)	6480.5	6480.5	6480.5	6480.5	6480.5	
Ma(N.m)	0	11624.03	7260.59	7260.59	11624.03	0
MT(N.M)	20101.52	25125.12	13611.48	25125.12	20101.52	
X_{Mt}	2.53	2.05	1.4	2.35	1.67	
V_w(N)	-16376.68	-13265.41	-9072.7	-15248.79	-10841.42	
Ve(N)	10841.42	15248.79	9072.7	13265.41	16376.68	

📊 **Tableau 8 : récapitulatif planchers Terrasse cas de l'ELU**

-ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	4.2	4.4	2.8	4.4	4.2	
L'(m)	3.36	3.52	2.24	3.52	3.36	
Ps(N.M)	4732	4732	4732	4732	4732	
Ma(N.m)	0	8487.76	5301.62	5301.62	8487.76	0
M _T (N.M)	14677.94	18346.13	5490.95	18346.13	14677.96	
X _{Mt}	2.53	2.19	1.4	2.35	1.67	
V _w (N)	-7916.3	-9686.28	-6624.8	-11134.52	-7916.30	
Ve(N)	11958.09	11134.52	6624.8	9686.28	11958.09	

📌 **Tableau 9 : récapitulatif planchers Terrasse cas de l'ELS**

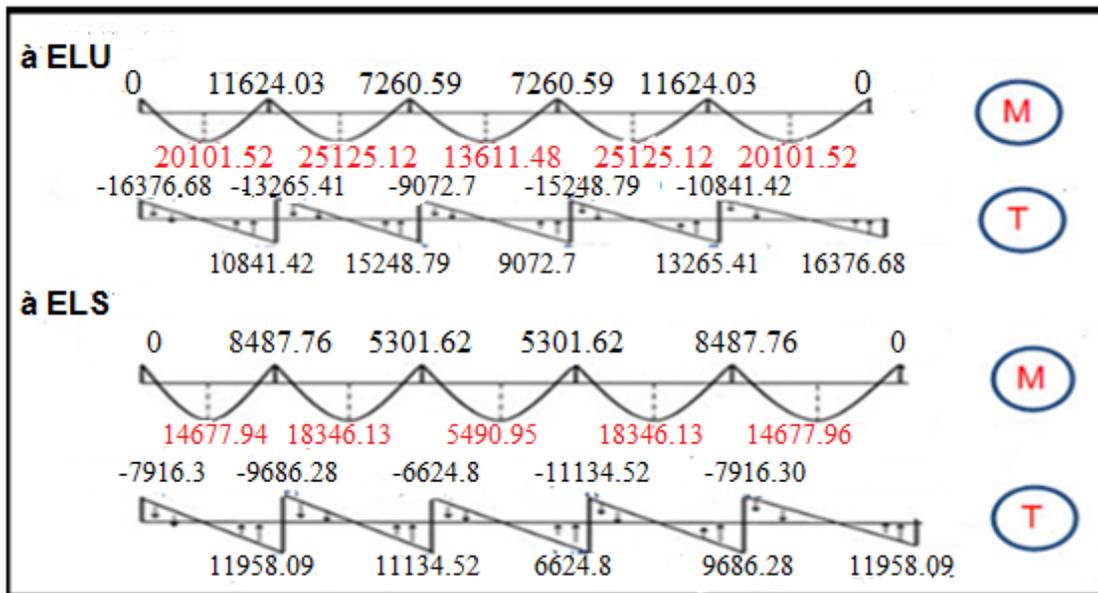


Figure.III.8:Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau Plancher

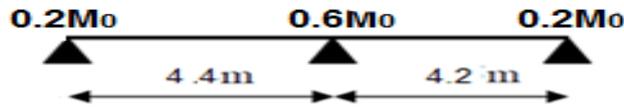
➤ **TYPE 02 :**

Les conditions

- $1000 \leq 2 \times 5980 = 11960 \text{ N}$ (condition vérifiée)
- Inertie constante. (condition vérifiée)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifiée :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24 \quad \text{..... (condition. Vérifiée)}$$

- Fissuration peu nuisible (condition vérifiée)
- nous choisissons la méthode forfaitaire parce que toutes les conditions sont vérifiées



Ma	1	2	3
ELU	3136.56	9409.68	2857.9
ELS	2290.28	6870.86	2086.81

Tableau 10 : récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

-ELU -

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.4	4.2
Pu(N)	6480.5	6480.5
M0(N.M)	15682.81	14289.5
Mg(N.M)	3136.56	8573.7
Md(N.M)	9409.68	2857.9
Mt(N.M)	10193.83	9288.17
Tg(N)	15682.81	12248.14
Td(N)	-12831.39	-14969.95

Tableau 11 : récapitulatif pour Les moments en travées a l' ELU

-ELS

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.4	4.2
Pu(N)	4732	4732
M0(N.M)	11451.44	10434.06
Mg(N.M)	2290.28	6260.43
Md(N.M)	6870.86	2086.81
Mt(N.M)	7443.44	6782.14
Tg(N)	11451.44	8943.48
Td(N)	-9369.36	-10930.92

Tableau 12 : récapitulatif pour Les moments en travées a l' ELS

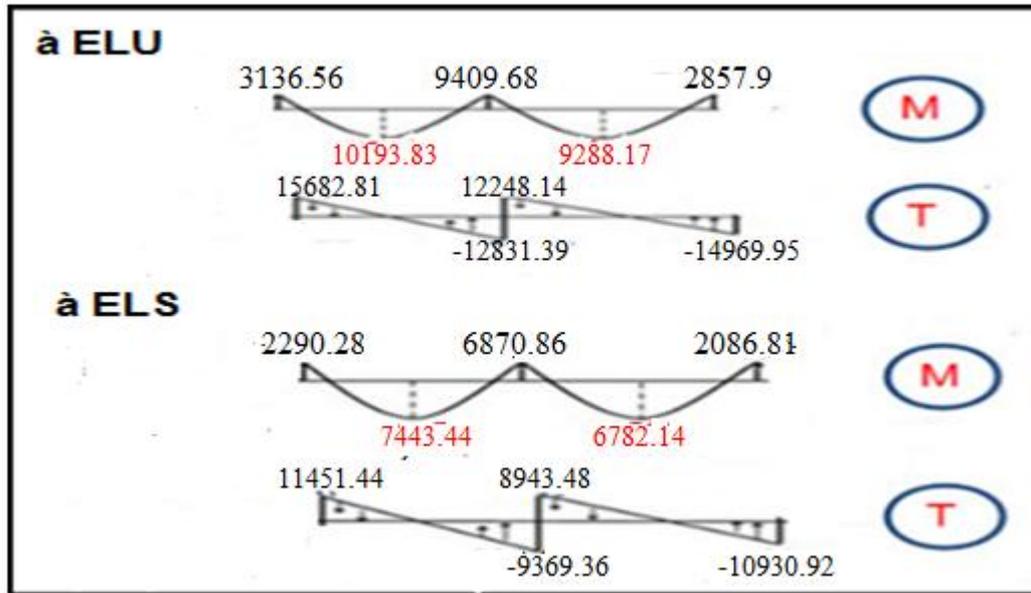


Figure.13:Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau Plancher

B. PLANCHERS ETAGE COURANT :

$G=5200 \text{ N/m}^2$

$Q=2500 \text{ N/m}^2$

❖ **Combinaisons d'actions :**

➤ **E.L.U**

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = 7000.5 \text{ N/m}$

➤ **E.L.S**

$P_s = (G + Q) \cdot 0,65 = 5005 \text{ N/m}^2$

➤ **01 TYPE**

-ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	4.2	4.4	2.8	4,4	4.2	
L'(m)	3.36	3.52	2.24	3.52	3.36	
Pu(N.M)	7000.5	7000.5	7000.5	7000. 5	7000. 5	
Ma(N.m)	0	12556.75	7843.19	7843.19	12556.75	0
M _T (N.M)	21714.48	27141.18	8118.32	27141.18	21714.48	
X _{Mt}	2.53	2.05	1.4	2.35	1.69	
V _w (N)	-17690.75	-14329.82	-9800.7	-16472.37	-11711.35	
Ve(N)	11711.35	15248.79	9800.7	14329.83	17690.75	

📊 **Tableau 14: Récapitulatif planchers étage courant cas de l'ELU**

-ELS -

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	4.2	4.4	2.8	4.4	4.2	
L'(m)	3.36	3.52	2.24	3.52	3.36	
Pu(N.M)	5005	5005	5005	5005	5005	
Ma(N.m)	0	8977.44	5607.48	5607.48	8977.44	0
M_T(N.M)	15524.74	19854.54	10512.38	19854.54	15524.74	
X_{Mt}	2.53	2.05	1.4	2.35	1.69	
V_w(N)	-12647.98	-10245.1	-7007	-11776.9	-8373.01	
Ve(N)	8373.01	11776.9	7007	10245.1	12647.98	

✚ **Tableau 15.récapitulatif planchers étage courant cas de l'ELS**

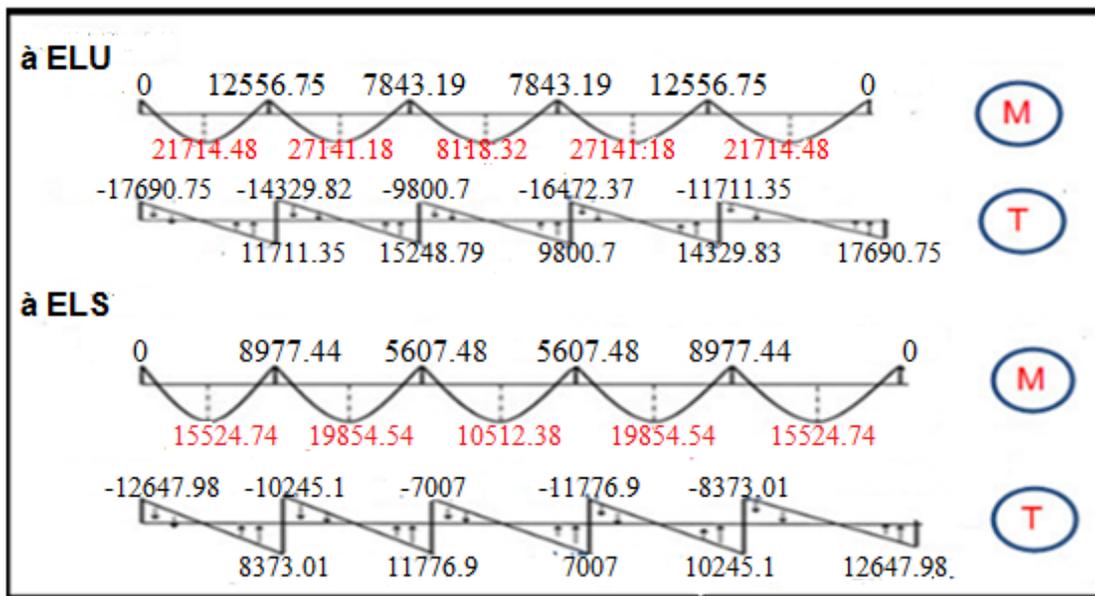


Figure.III.10:Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau plancher étage courant

➤ **TYPE 02**

Ma	1	2	3
ELU	3388.24	10164.72	3087.22
ELS	2422.42	7267.26	2207.2

✚ **Tableau III.3.8 : récapitulatif pour Les moments' sur appuis:**

-ELU

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.4	4.2
Pu(N)	7000.5	7000.5
M0(N.M)	16941.21	15436.10
Mg(N.M)	3388.24	9261.66
Md(N.M)	10164.72	3087.22
Mt(N.M)	11011.79	10033.46
Tg(N)	16941.21	13230.94
Td(N)	-13860.99	-16171.5

✚ Tableau 16 :Récapitulatif pour Les moments en travées *ELU*

ELS

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.4	4.2
Ps(N)	5005	5005
M0(N.M)	12112.1	11036.02
Mg(N.M)	2422.42	6621.61
Md(N.M)	7267.26	2207.2
Mt(N.M)	7872.86	7173.42
Tg(N)	2112.1	9459.45
Td(N)	0	-11561.55

✚ Tableau 17: Récapitulatif pour Les moments en travées *ELS*

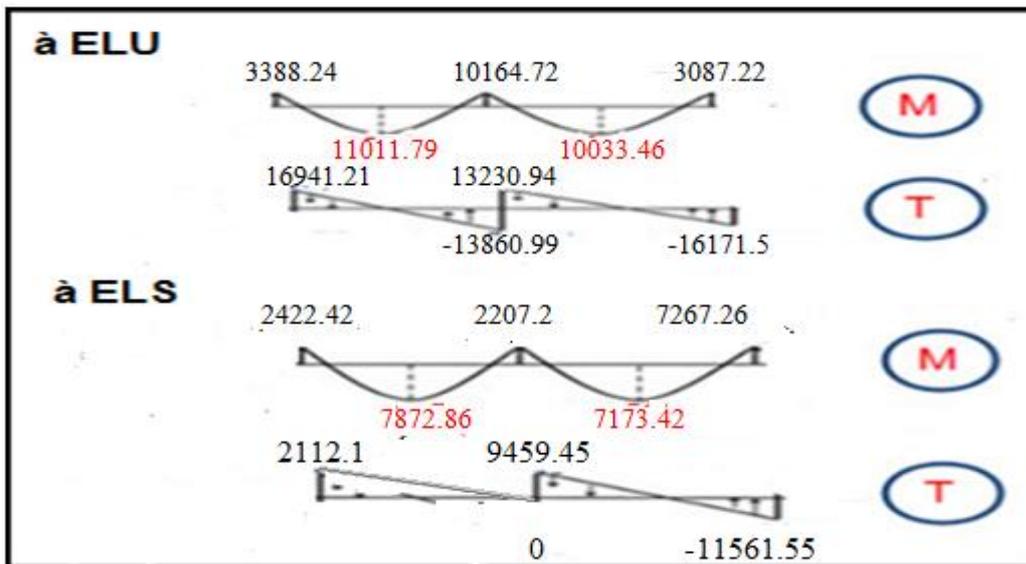


Figure.III.11:Diagramme des moments et des efforts tranchants au Niveau plancher étage courant

III.3-4-Calcul du Ferrailage :

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

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

a) l'enrobage :

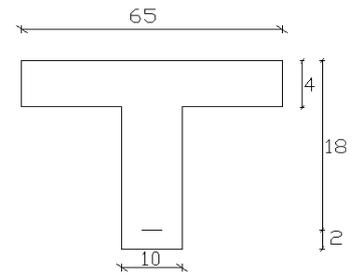
$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2} \quad \Phi = h/10 = (20)/10 = 2 \text{ cm} \quad (\text{BAEL91.A.7.2.1})$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$

* Donc on adopte $C = 2\text{cm} \quad \rightarrow \quad d = h - c = 20 - 2 = 18$

$d = 18\text{cm} \quad ; \quad c = 2\text{cm}$



E.L.U

$M_{\max(\text{appui})} = 12556.75 \text{ N.m}$

$M_{\max(\text{travée})} = 27141.18 \text{ N.m}$

$T_{\max} = 17690.75 \text{ N}$

E.L.S

$M_{\max(\text{appui})} = 8977.44 \text{ N.m}$

$M_{\max(\text{travée})} = 19854.54 \text{ N.m}$

$T_{\max} = 12647.98 \text{ N}$

b) Les armatures longitudinales :

• En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$

$M_t^{\max} = 27141.18 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$

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

$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{27141.18}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.090 < \mu_l = 0.392$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0.09 \Rightarrow \alpha = 0.188 \Rightarrow \beta = 0.95$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27141.18}{348 \times 0,95 \times 18} = 4.56 \text{ cm}^2$$

• **Sur Appuis :**

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 $b_0 = 10 \text{ cm}$

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	β	A (cm ²)
12556.75	0,042	0,392	0,054	0,978	2.05

ELS :

D'après le BAEL83

- _ 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

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

	A	Mu (N.m)	M ser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	4.56	27141.18	19854.54	1.36	25	0.43	Vérifiée
Sur Appui	2.05	12556.75	8977.44	1.36	25	0.43	vérifiée

c) **Condition de non fragilité :** BAEL (A.4.2, 1)

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

$$\text{En Travée : } A_{t\min} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{t\min} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

d) **Pourcentage minimal :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

e) **Tableau Récapitulatif**

$$A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$$

Eléments	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{min'} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
Travée	4,56	1,41	1,30	4,56	3HA14 = 4,62
Appuis	2,05	0,22	0,20	2,05	2HA12 = 2,26

f) **Diamètre minimale** Φ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φ_l : Diamètre minimal 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 : $\phi_t = 6mm$ FeE235 (BAEL(A.6.1,252))

$$A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2.$$

g) **Espacement des cadres** S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(16,2; 40) \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 21,84 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(16,2; 33,48; 21,84) \rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm}$$

Alors on prend : **St=15 cm**

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de **15 cm** avec un premier espacement auprès de l'appui de **10 cm**.

III.3.5.Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = T_U / (b_0 \times d) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (A.5.1, 1)}$$

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

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = 18726.07$$

$$\tau_u = \frac{17690.75}{100 \times 180} = 0.983 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0, 20 \cdot (25/1,5) ; 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.983 \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ Mpa} \quad (c v)$$

III.3.5.1. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91

(A.5.1,31)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

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

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 16,20 \text{ cm.}$

$$T_u = 17690.75 \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{condition} \dots \text{vérifiée})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 3T_{14} = 462 \text{ cm}^2 = 462 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{17690.75}{400} = 50.86 \text{ mm}^2$$

$$A = 462 \text{ mm}^2 \geq 53.84 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

- **Vérification de la flèche** : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{440} = 0,0454 \geq 0,0444$$

$$2/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{440} = 0,0454 \geq 0,005$$

$$3/ \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{4.62}{65 \times 18} = 0,0039 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$$

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

III.3.6. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

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

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

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

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

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

On adapte $5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$

- **Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

On adopte $3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$

- **Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

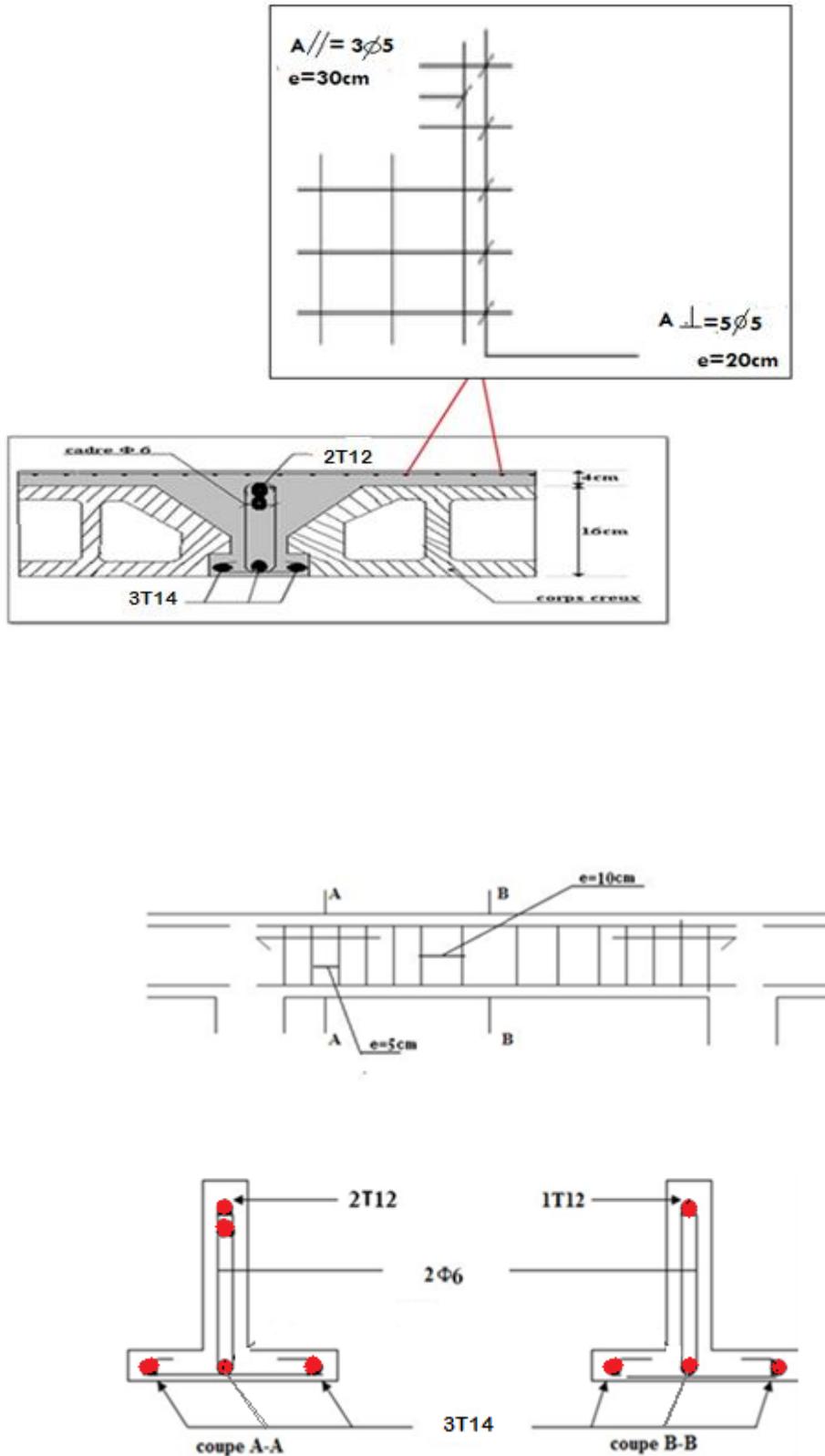


Figure.III.12.Ferrailage des planchers

III. 4) Balcons

Notre ouvrage comporte un seul types de balcon est en dalle pleine en béton armé, encastrée dans une poutre de rive.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple

III. 4.1. Evaluation des charges :

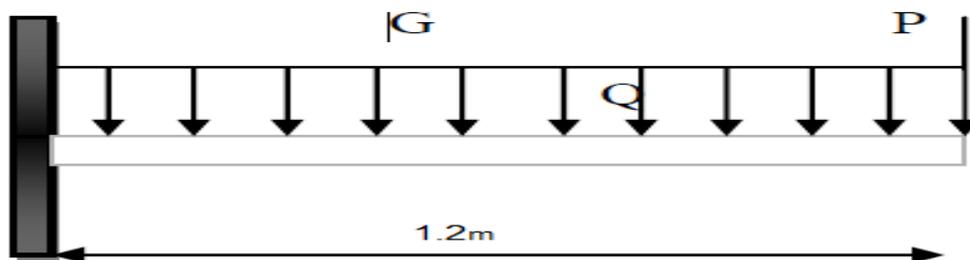


Figure.III.13.Schéma statique des charges de balcon.

Poids propre $G = 4790 \text{ N/m}^2$

Surcharge $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0,12 = 2,94 \text{ m}$.

On prend une bande de 1 m.

$P = 1540 \times 2,94 = 4527.6 \text{ N/m}$

$$M_u = \frac{(1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2}{2} + 1,35 \cdot p \cdot L$$

$$= \frac{(1,35 \times 4790 + 1,5 \times 3500) \times 1,2^2}{2} + 1,35 \times 4527.6 \times 1,2 \rightarrow M_u = 15770.59 \text{ N.m}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p$$

$$= (1,35 \times 4790 + 1,5 \times 3500) \times 1,2 + 1,35 \times 4527.6 \rightarrow T_u = 20172.06 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + p \times L$$

$$= (4790 + 3500) \times \frac{1,2^2}{2} + 4527.6 \times 1,2 \rightarrow M_{\text{ser}} = 10681.92 \text{ N.m}$$

III. 4.2 calcul du ferrailage à l'E.L.U :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

-Le calcul Pour une bande de 1 ml

$$b=100 \text{ cm } h=15 ; d=12 ; c=3 \text{ cm}$$

$$M_u = 16849.51 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15770.59}{14,2 \times 100 \times (12)^2} = 0,077 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0.077 < \mu_{lu} = 0.392$$

Donc $A' = 0$ les acier comprimés n'pas nécessaire

$$\Rightarrow \alpha = 0.100 \Rightarrow \beta = 0.959$$

Section d'armature tendue

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15770.59}{348 \times 0.959 \times 12} = 3.94 \text{ cm}^2$$

III. 4.3. Vérification à l'E.L.U :

III.4.3.1. Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

III.4.3.2. Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

III.4.3.3. Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 21970.26 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20172.06}{1000 \times 120} = 0,168 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,168 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

M (N .m)	μ	A'	α	β	Acal	A _{adop} cm ² /ml	Ar=As/4	A _{adop} cm ² /ml
16849.51	0.077	0	0.10	0.959	3.94	4T12= 4,52	1.13cm ²	Ar = 4T8=2,01

III. 4.4.Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15770.59}{10681.92} = 1.47$$

$$\alpha \leq (\gamma-1)/2 + f_c/28/100 \Rightarrow \alpha = 0,100 \leq \frac{1.47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485 \quad \rightarrow (C.V)$$

la fissuration est peu nuisible ,alors pas de vérification a E.L.S.

III.4.5.Espacement des armatures :

III.4.5.1. armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

III.4.5.2. armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_r = 25 \text{ cm.}$$

III.4.6.Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00376 < \frac{4.20}{400} = 0.0105$$

Alors les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas

III.4.7.Ferraillage des balcons

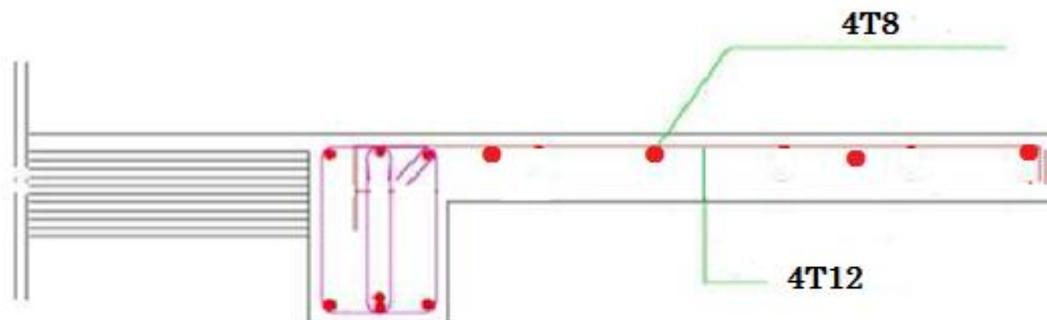


Figure 14 : Plan de ferraillage du balcon

III.5.l'escalier

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche, les degrés permettant d'accéder à un autre en montant et descendant, avec le moins de fatigue possible.

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

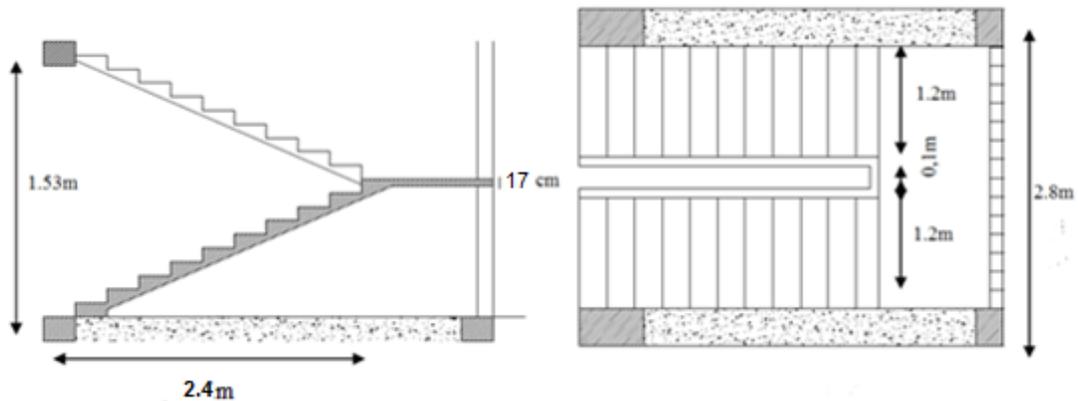


Figure.15 : pré dimensionnement des escaliers

III. 5.1.Evaluation des charges :

- ✚ Paillasse $G_1 = 8.15 \text{ KN/m}^2$; $Q_1 = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- ✚ Palier $G_2 = 5.85 \text{ KN/m}^2$; $Q_2 = 2.50 \text{ KN/m}^2$

III. 5.2. Combinaisons d'actions :

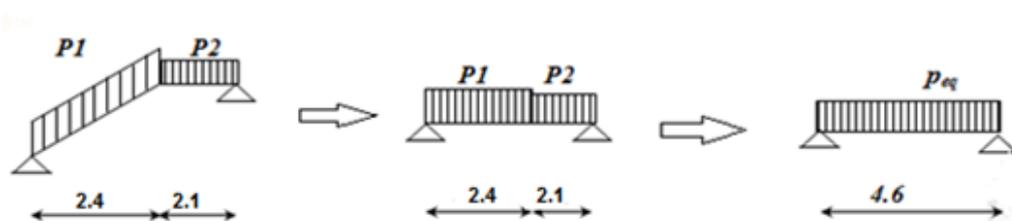
• **ELU :**

- ✚ Paillasse: $qu_1 = (1,35G_1 + 1,5 Q_1) = 14.75 \text{ KN/ml}$
- ✚ Palier : $qu_2 = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) = 11.65 \text{ KN/ml}$

• **ELS :**

- ✚ Paillasse : $q_{ser1} = (G_1 + Q_1) = 10.65 \text{ KN/ml}$
- ✚ Palier : $q_{ser2} = (G_2 + Q_2) = 8.35 \text{ KN/ml}$

III. 5.3-détermination des sollicitations :



➤ La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2}$

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

➤ L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	P_{eq} (kN/mℓ)	M_o (kN.m)	$M^t = 0.85 M_o$	$M^a = 0.3 M_o$	T_u (kN)
ELU	13.30	33.66	28.61	10.09	29.92
ELS	9.57	24.22	20.59	7.27	21.53

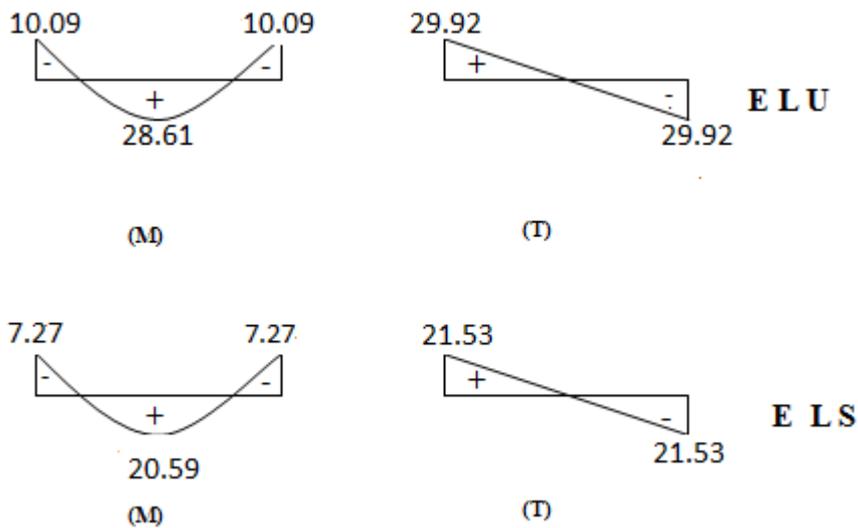


Figure III.16..Diagrammes des (M et T)

III. 5.4- calcul de ferrailage :

III.5. 4.1. Armatures longitudinales :

$\mu < \mu_{\ell} \Rightarrow \dot{\lambda} = 0$ avec : $A = \frac{M''}{\beta d . \sigma_s}$

on propose que notre travaille avec T12 de diamètre =1.2 cm

- E.L.U :

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$ $d = 17 - 3 = 14 \text{ cm}$

$b = 1.2m$ $b_0 = 1m$

$\mu_{\ell} = 0.392$; avec : $\mu = \frac{M''}{\sigma_b . b . d^2}$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

–	Mu (N.m)	μ	α	β	A^{cal} (cm ²)
Travée	28610	0.086	0.112	0.955	6.15
Appuis	10090	0.03	0.038	0.985	2.1

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc 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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	28610	20590	1,39	25	0,445	Vérifiée
Sur appuis	10090	7270	1,39	25	0,445	Vérifiée

III.5.4.2.condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimal d’armatures :

- $A^1_{min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$
- $A^1_{min} \geq 0,23 \times 120 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 2.029 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

- $A^2_{min} \geq 0,001.b.e$
- $A^2_{min} \geq 0,001.120.17 = 2.04 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max (A_u ; A_{min})$

	A_u (cm ²)	A^1_{min} (cm ²)	A^2_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5.56	2.029	2.04	5.56	5.65=5T12
Appuis	1.96	2.029	2.04	2.04	2.51=5T8

III.5.4.3.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

	$A_l (\text{cm}^2)$	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	5.65	1.41	1.51=3T8
Appuis	2.51	0.63	0.85=3T6

III.5.4.4.Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a) Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 17; 33 \text{ cm}) = \min (51; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis: } S_t = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm}$$

b) Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 17; 45 \text{ cm}) = \min (68 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{120}{3} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{120}{3} = 40 \text{ cm}$$

III. .5.5.vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{29920}{1000 \times 140} = 0.214 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{(BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

III. 5.6.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{17}{450} = 0,037 < 0,085$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,00}{Fe} \Rightarrow \frac{5.56}{120 * 14} = 0,0033 < \frac{4,00}{400} = 0,01$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{450} = 0,037 < 0,0625$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

A. Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)

▪ **Position du l'axe neutre :**

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(120 \times y^2)}{2} - 15 \times 5.56(14 - y)$$

$$= 60y^2 + 83.4 y - 1167.6 = 0$$

La racine positive donne $y = 3,77$ cm

▪ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{(b \cdot y^3)}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = (120 \times 3,77^3) / 12 + 15 \times 5.56(14 - 3,77)^2$$

$$I = 9263.88 \text{ cm}^4$$

▪ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.56}{100 * 14} = 0,00397$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 0.83) \times 0,00397} = 5.89$$

▪ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 2.356$$

B. Calcul des moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5850 \times 2.1) + (8150 \times 2.4)}{2.4 + 2.1} = 7076,66 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(4250 \times 2.1) + (4880 + 1870 \times 2.4)}{2.1 + 2.4} = 4065,11 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 7076.66 + 2500 = 9576.66 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{7076.66 \times (4.5)^2}{8} = 17912.79 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{3798.33 \times (4.5)^2}{8} = 10289.81 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{9576.66 \times (4.5)^2}{8} = 24240.92 \text{ N.m}$$

▪ **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\sigma_g^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_g = \frac{(14 - 3,77)}{9263.88} \times 15 \times 17912.79 = 296,71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_j = \frac{(14 - 3,77)}{9263.88} \times 15 \times 10289.81 = 170,44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15Mp = \frac{(14 - 3,77)}{9263.88} \times 15 \times 24240.92 = 401,53 \text{ Mpa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0.00397$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00397 \times 296.71 + 2,1} = 0.460$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00397 \times 170,44 + 2,1} = 0.235$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00397 \times 401.53 + 2,1} = 0,566$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 9263.88) / (1 + 2.356 \times 0.460) = 4890.32 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 9263.88) / (1 + 5.89 \times 0.460) = 2747.15 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 9263.88) / (1 + 5.89 \times 0.235) = 4274.17 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 9263.88) / (1 + 5.89 \times 0.566) = 2351.38 \text{ cm}^2$$

C. Calcul de la flèche:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v \cdot I_{fv}^g = 17912.79 \times (450)^2 / 10 \times 10818,87 \times 4890.32 = 6.85 \text{ mm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 17912.79 \times (450)^2 / 10 \times 32164,2 \times 2747.15 = 4.10 \text{ mm.}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^j = 10289.81 \times (450)^2 / 10 \times 32164,2 \times 4274.17 = 1.51 \text{ mm.}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^p = 24240.92 \times (450)^2 / 10 \times 32164,2 \times 2351.38 = 6.49 \text{ mm.}$$

D. La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v^g - f_v^s - f_v^j + f_v^p = 6.85 - 4.10 - 1.51 + 6.49 = 7.73 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 7.73 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 4600 / 500 = 9,20 \text{ mm} .$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

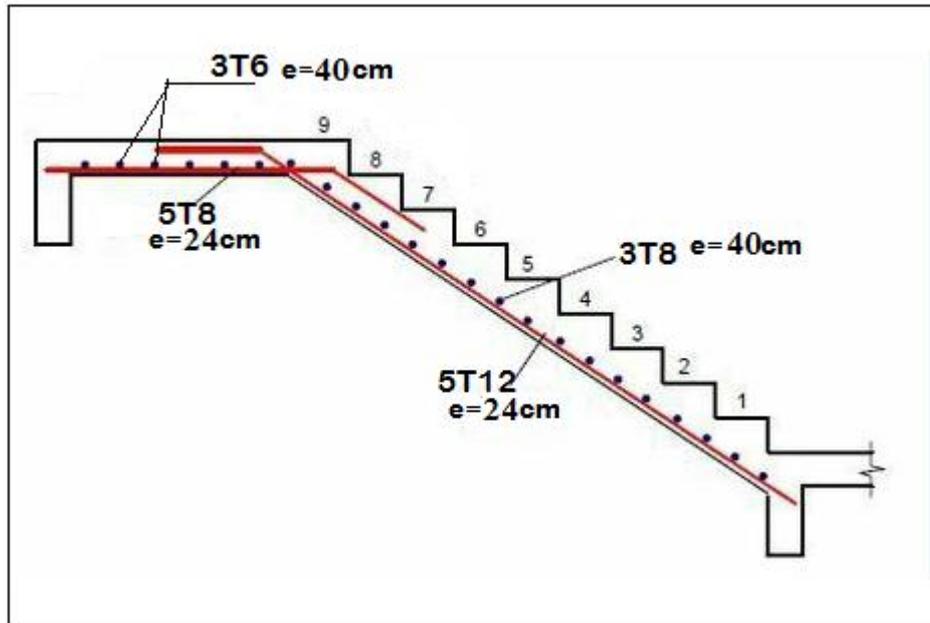


Figure III .17.Ferrailage de l'escalier

❖ **la poutre paliere**

La poutre palière sera partiellement encastré sur deux extrémité est soumise à la flexion plus une torsion, les sollicitations qui l'inférieure due à sont poids propre ou poids du mur intérieur set la réaction de la volée.

1-Pré-dimensionnement:

D'après le RPA $h \geq 30cm$; Donc on prend $h = 35cm$

On prend $b = 30cm$ D'après le RPA : - $b \geq 20cm$ (vérifie)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palière est $(30 \times 35)cm^2$

2-Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $30 \times 0,35 \times 30 = 2,62KN / ml$

Poids propre de mur : $g_{mur} = (G_m \times h)$

$$h = \frac{3.06-0.4}{2} = 1.33$$

$$g_{mur} = (1.735 \times 1.33) \Rightarrow g_{mur} = 2.31 \text{ kN/m}$$

Murs avec fenêtres (80%G). $\Rightarrow 0.8 \times 2.31 = 1.848$

Poids de plier: $G=5.85\text{KN/m}^2$

Poids de la paillasse $G_p=8.15\text{KN/m}^2$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1.2\text{m}$ donc les charges sont

$$q_{plier} = 5.85 \times 1.2 = 7.02 \text{ KN/m}$$

$$q_{paillasse} = 8.15 \times 1.2 = 9.78 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{7.02 \times 2.1 + 9.78 \times 2.4}{2} + 2.62 + 1.848 = 23.57 \text{ KN/m}$$

➤ **Combinaison d'action :**

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

- À l'ELU : $P_U = 1,35 \times 23.57 + 1,5 \times 2,5 = 35.58 \text{ KN/m}$

- À l'ELS : $P_{ser} = 23.57 + 2,5 = 26,07 \text{ KN/ml}$

3-Ferraillage (ELU) :

- En travée : $M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{35.58 \times 2.80^2}{24} \Rightarrow 11.62 \text{ KN.m}$

- En appui : $M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{35.58 \times 2.80^2}{12} \Rightarrow 23.24 \text{ KN.m}$

- $T = \frac{P \times L}{2} = \frac{35.58 \times 2.80}{2} \Rightarrow 49.81 \text{ KN.m}$

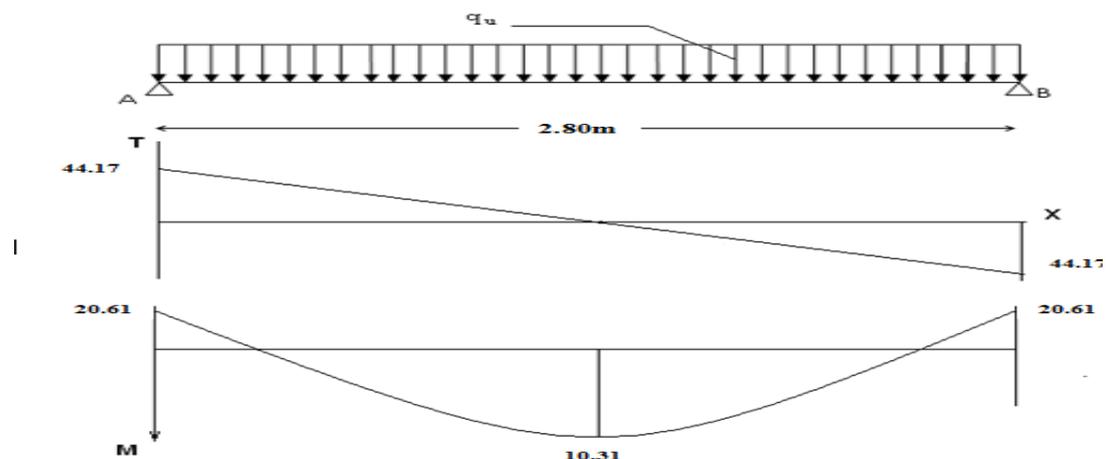


Figure III.18. Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11620}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu_{lu}=0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,987$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11620}{348 \times 0,987 \times 33} = 1,02 \text{ cm}^2.$$

$$- \quad 4T12 \text{ avec } A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{23240}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,050$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,45}) = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,97$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{23240}{348 \times 0,97 \times 33} = 2,08 \text{ cm}^2.$$

$$4T14 \text{ avec } A_{adp} = 6,16 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à ELS :**

$$M_{T_{ser}} = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{ser}} = 17,03 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$- \quad \text{Aucune vérification à l'ELS si : } \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11,62}{8,51} = 1,36$$

$$\alpha = 0,032 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,43$$

En appui :

$$\alpha = 0,064 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,43$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

4-Vérification :

$$A \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 1.19 \text{ cm}^2 \leq 1.85 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (RPA (art 7.5.1.2))}$$

On adopte ; 4T12 = 4.52cm²

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (6.16 ; 1.89) \Rightarrow A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

5 -Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{49.81}{0,30 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 503.13 \text{ KN / m}^2 = 0,50313 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,45444 \text{ Mpa}$$

- **armatures transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 30 = 0,7875 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2φ8 (1,01 cm²)

$$. S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} , \text{ Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,575 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4φ8 (2,01 cm²).

6-vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{280} = 0,125 \geq 0,0625$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,125 > 0,033$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 33}{400} = 9,9 > A_s = 6,16$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.7. Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750\text{cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} (\text{escalier}) = 10090\text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{10090}{2 \times 750 \times 5} \Rightarrow \tau_t = 1,34\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

-Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{cm}$$

$$A_t = \frac{110 \times 10090}{2 \times 750 \times 348} = 2,13\text{cm}^2$$

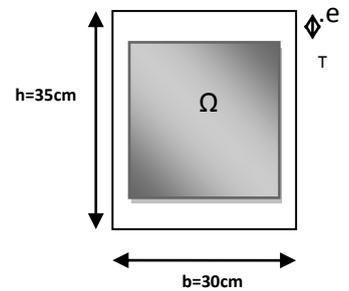


Fig.: Coupe Poutre palière

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	BARRES
Appuis	2.08	$\frac{2,13}{2} 0,995$	3,07	$\frac{5,25}{2} = 2.62$	6.97	3T14+3T10
Travée	1.02	$\frac{2,13}{2} 0,995$	2,01	$\frac{5,25}{2} = 2.62$	6.97	3T14+3T10

Tenant compte des aciers de flexion : $A_T = A_t + A_s$

-Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{10090}{2 \times 750 \times 348} = 0,019\text{cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espace de l'armature.

On prend un espace de 15cm Soit : $3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

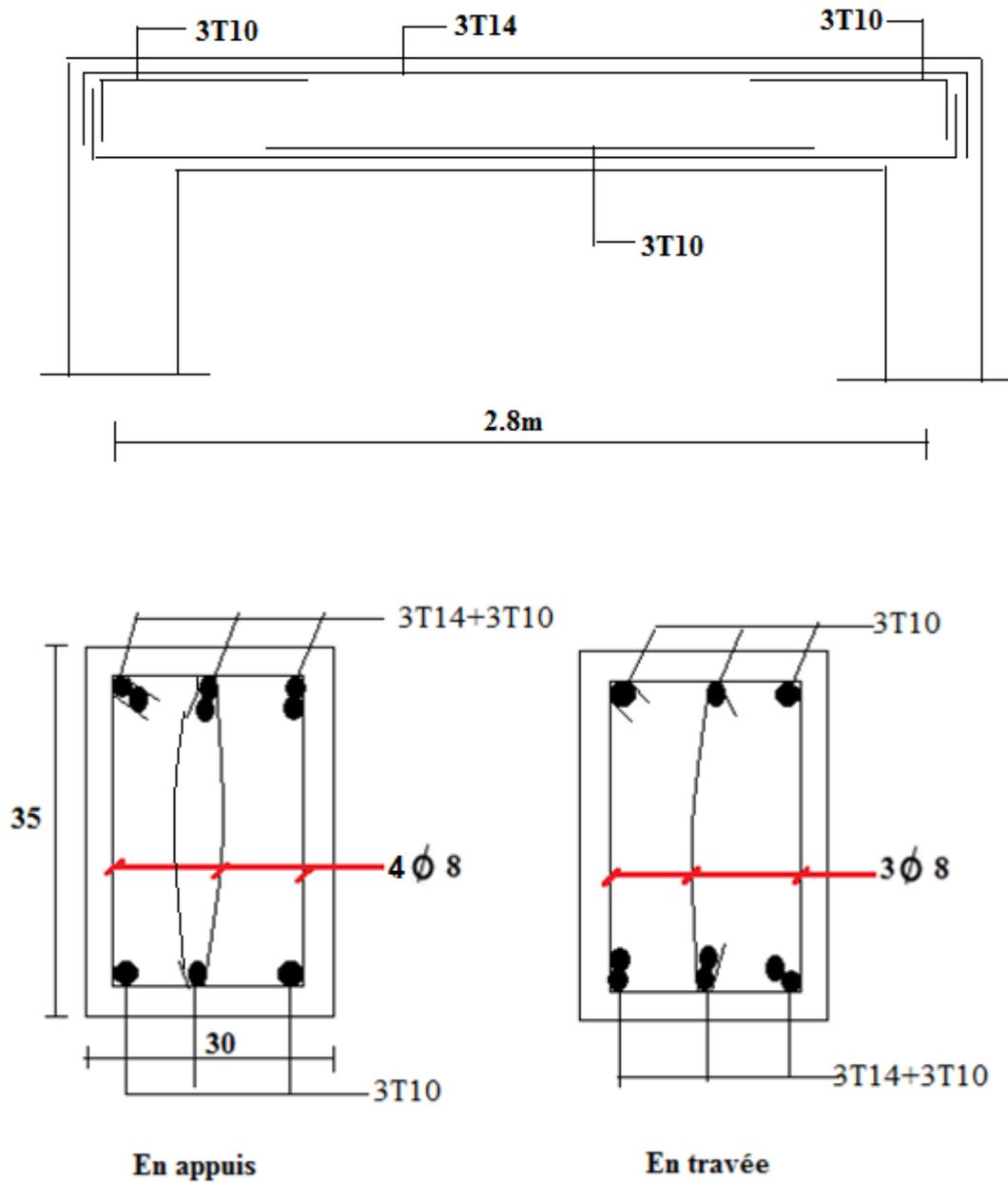


Figure III.19: Ferrailage et Coupe de la poutre palière

CHAPITRE IV : étude de vent

IV.1) Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

IV.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.

Données relatives au site

1. Catégorie du terrain IV
2. Site plat : $C_T = 1$ (Tableau 2.5. RNV99)[1]
3. Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV99)
4. $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.3. RNV99)
5. $K_T = 0,24$
6. $Z_0 = 1 \text{ m}$
7. $Z_{min} = 16 \text{ m}$
8. $\xi = 0.46$

Force résultante du vent

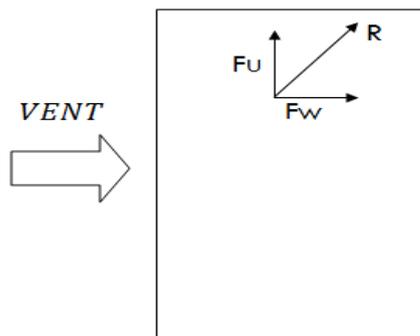


Figure IV-1 : Force résultante R

La force résultante R , se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

- Une force de soulèvement F_u .

est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \quad [N] \quad (\S 2.1.2 \text{ RNV99})[1]$$

q_j (en N/m^2) : est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction)

S_j (en m^2) : est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'aire des pleins.

F_{frj} (en N) : désigne les forces de frottement éventuelles

le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage. Les directions sont comme suit :

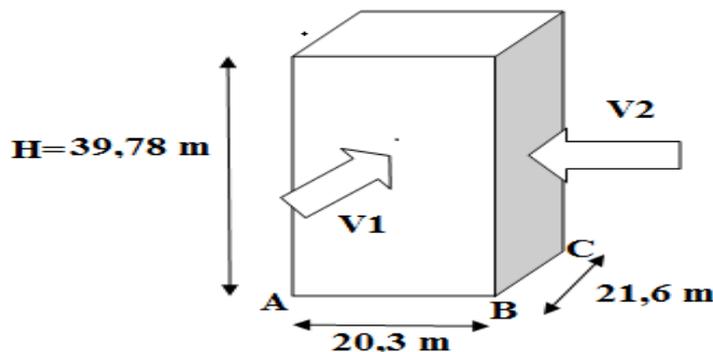


Figure IV.2 : Action du vent sur la structure.

IV.3) Calcul de la pression due au vent

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad [N/m^2] \quad (\S 1.2.2.1 \text{ RNV99})[1]$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j

VI.3.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

est donné en fonction des dimensions horizontale b et h la hauteur total de la construction

Les directions du vent	Coefficients dynamiques Cd	Hauteur
V _{AB}	0.95	h= 39.78m b= 20.3
V _{BC}	0.95	h=39.78m b=21.6

✚ Tableau 17: Coefficients dynamiques Cd

VI.3.2. Détermination du W (Zj)

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}).$$

VI.3.2.1. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

q_{ref}: est la pression dynamique de référence q_{ref} = 375 N/m²

C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante:

$$C_e(Z_j) = C_t(Z_j)^2 \times C_r(Z_j)^2 \left(1 + \frac{7 K_t}{C_t(z) \times C_r(z)} \right)$$

Avec:

K_T : Facteur de terrain (K_T = 0,24)

C_t(z): le coefficient de topographie C_t(z)=1

C_r : coefficient de rugosité Il est défini par la loi logarithmique donné par la formule suivante: (§4.2 RNV99)

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z_{min} / Z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z / Z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

niveau	H (m)	Z(m)	Cr	Ct	Ce	q _{dyn}
RDC	3.06	1.53	0.66	1	1.54	577.5
1 ^{er} étage	3.06	4.59	0.66	1	1.54	577.5
2 ^{eme} étage	3.06	7.65	0.66	1	1.54	577.5
3 ^{eme} étage	3.06	10.71	0.66	1	1.54	577.5
4 ^{eme} étage	3.06	13.77	0.66	1	1.54	577.5
5 ^{eme} étage	3.06	16.83	0.68	1	1.60	600
6 ^{eme} étage	3.06	19.89	0.72	1	1.73	648.75
7 ^{eme} étage	3.06	22.95	0.75	1	1.82	682.5
8 ^{eme} étage	3.06	26.01	0.78	1	1.92	720
9 ^{eme} étage	3.06	29.07	0.81	1	2.01	753.75
10 ^{eme} étage	3.06	32.13	0.83	1	2.08	780
11 ^{eme} étage	3.06	35.19	0.85	1	2.15	806.25
12 ^{eme} étage	3.06	38.25	0.87	1	2.22	832.5

✚ Tableau 18 : pression dynamique q_{dyn}

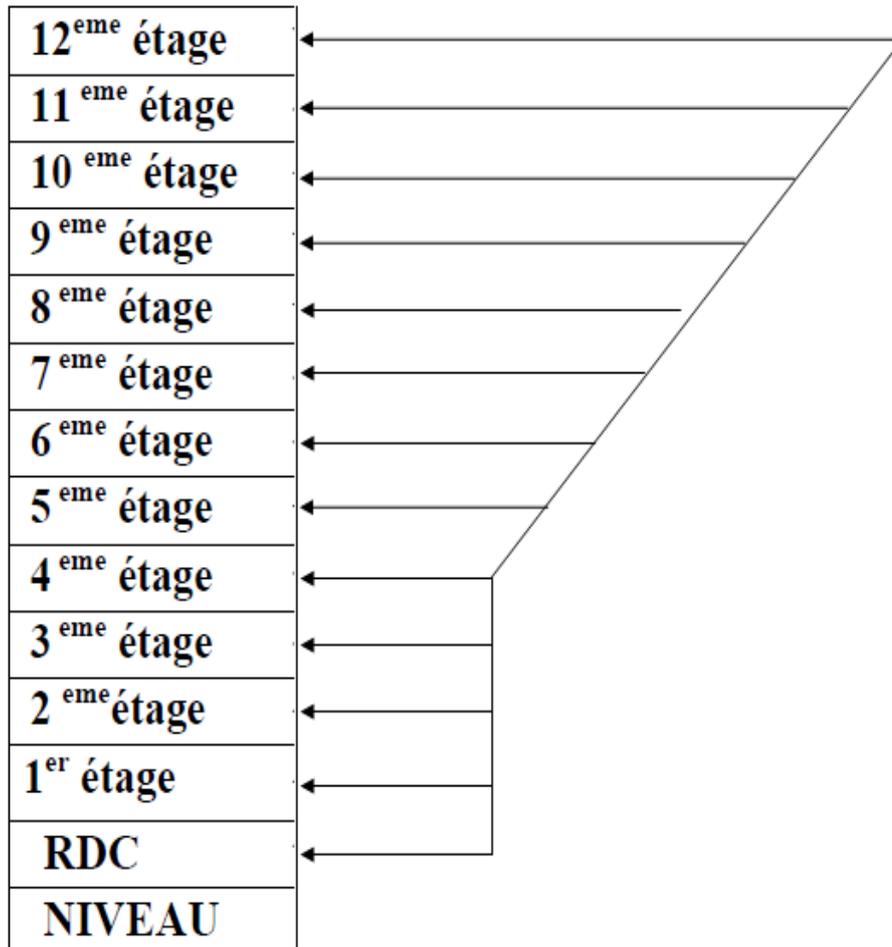


Figure IV.3 : Répartition de la pression dynamique

VI.3.2.2. Calcul des coefficients de pressions : Cpe et Cpi

a) *Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe :*

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{aligned}
 Cpe &= Cpe.1 && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 Cpe &= Cpe.1 + (Cpe.10 + Cpe.1) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 Cpe &= Cpe.10 && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ Alors $Cpe = Cpe.10$

VI.3.3. La direction du vent V1 et V2 :

a. Pour les parois verticales :

❖ Sens X

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 20.3 \text{ m}$$

$$d = 21.6 \text{ m} \quad \text{alors : } e = \min [20.3 ; 79.56] = 20.3 \text{ m}$$

$$h = 39.78 \text{ m}$$

CHAPITRE IV : étude de vent

$d > e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

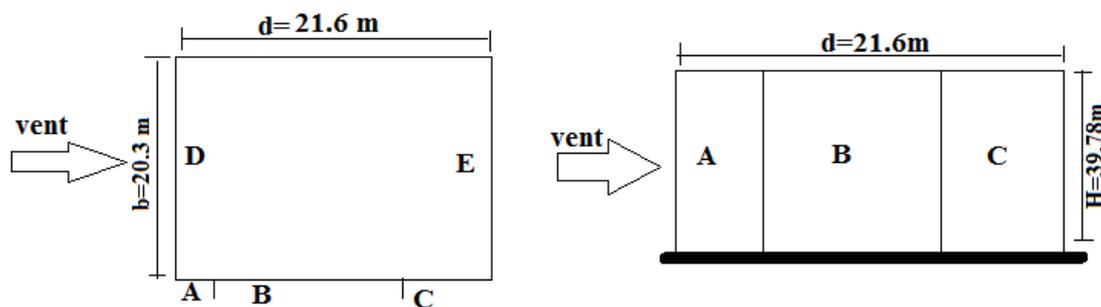
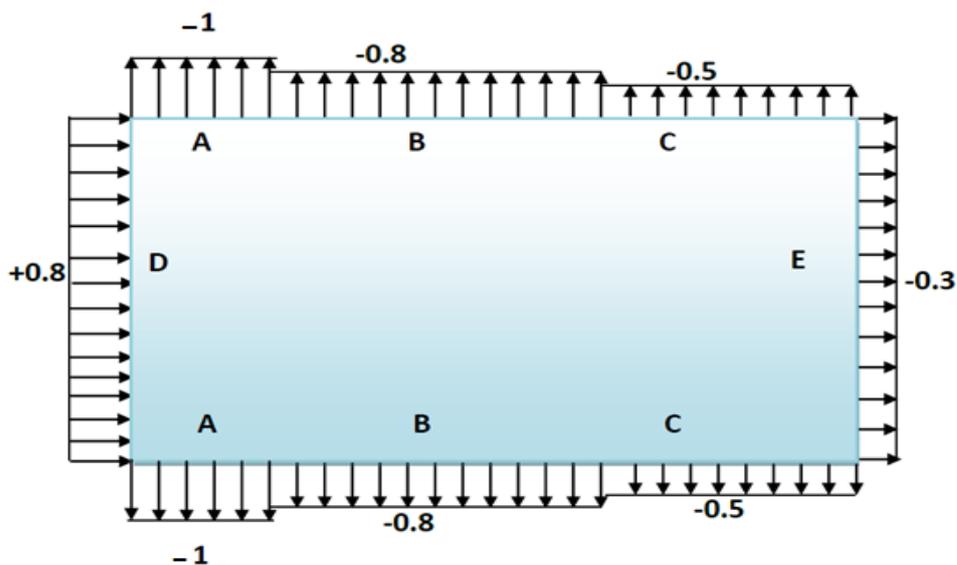


Figure IV.-4 : Légende pour les parois verticales sens X

Cpe,10	A	B	C	D	E
	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

+ Tableau 19 : coefficients de pressions extérieures Cpe :



❖ Sens Y

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 21.6 \text{ m}$$

$$d = 20.3 \text{ m} \quad \text{alors : } e = \min [21.6 ; 79.56] = 21.6 \text{ m}$$

$$h = 39.78 \text{ m}$$

$d < e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

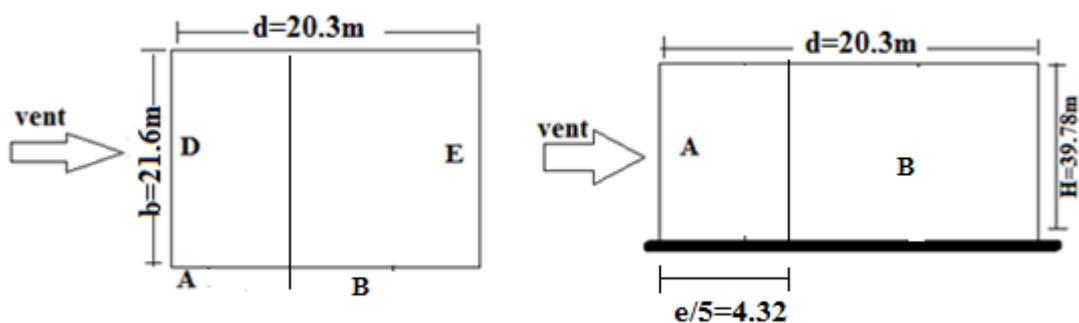
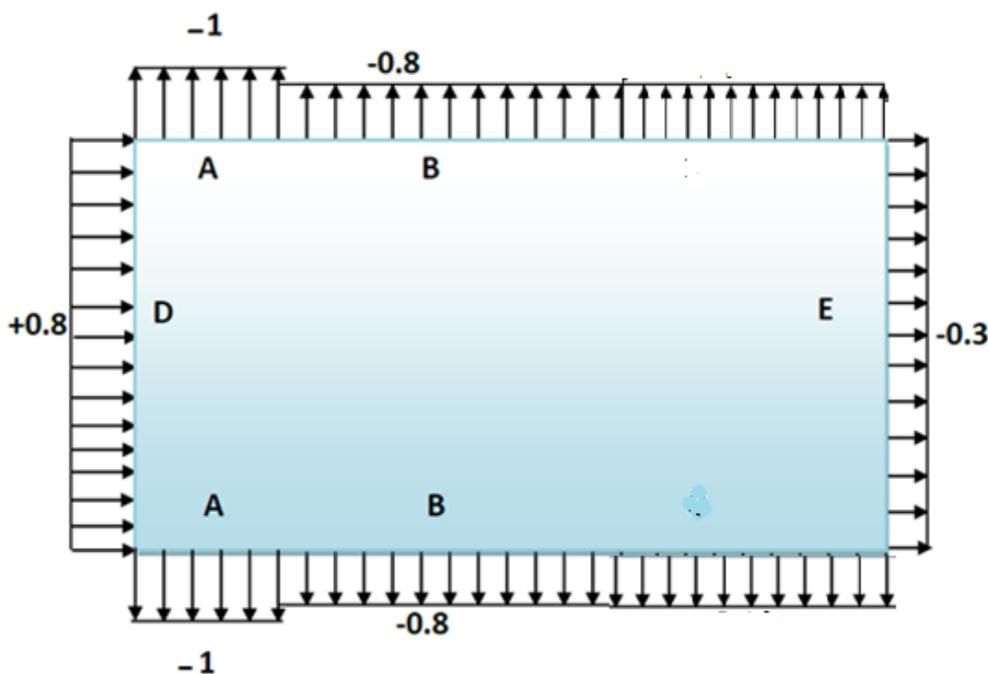


Figure IV.5 : Légende pour les parois verticales sens Y

les valeurs de $C_{pe,10}$ pour les deux sens Y

$C_{pe,10}$	A	B	D	E
	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

(Tableau 5.1 RNV99)[1]



b_ Pour la toiture :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° .

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

Sens X $e = \min[b ; 2h] = 20.3.m$

Sens Y $e = \min[b ; 2h] = 21.6.m$

CHAPITRE IV : étude de vent

		zones			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères	$h_p/h=0.025$	-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 $h_p/h = 0.6/39.78 = 0,0150=0.02$

On trouve :

Zone F : $C_{Pe,10} = -1,6$

Zone G : $C_{Pe,10} = -1,1$

Zone H : $C_{Pe,10} = -0,70$

Zone I : $C_{Pe,10} = \pm 0,2$

1. Coefficient de pression interne C_{pi} :

Pour C_{pi1} , C_{pi2} dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures sont 0.8 et **-0.5**

2. 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:

Zone	C_{pe}	C_{pi_1}	C_{pi_2}	C_{p1}	C_{p2}
A	-1	-0.5	0.8	-0.5	-1.8
B	-0.8	-0.5	0.8	-0.3	-1.6
C	-0.5	-0.5	0.8	0	-1.3
D	0.8	-0.5	0.8	1	0
E	-0.3	-0.5	0.8	0.2	-1.1
F	-1.6	-0.5	0.8	-1.1	-2.4
G	-1.1	-0.5	0.8	-0.6	-1.9
H	-0.7	-0.5	0.8	-0.2	-1.5
I	-0.2	-0.5	0.8	0.3	-1
	+0.2			0.7	-0.6

IV.4. Calcul des forces de frottement :

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (\S 1.4.3 RNV99)[1]$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : 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 .

$$C_{fr} = 0.01 \quad (\text{Tableau 2.1 RNV99})$$

Pour les parois verticales : $S_{fr} = d \times h_j$ (Tableau 2.2 RNV99)

Pour la toiture : $S_{fr} = d \times b$ (Tableau 2.2 RNV99)

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées

sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{b}{d} \geq 3$, soit le rapport $\frac{h}{d} \geq 3$, soient vérifiées.

❖ Sens x:

$b = 20.41$ m; $d = 26.7$ m; $h = 48$ m.

$$\frac{b}{d} = \frac{20.3}{21.6} = 0.94 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{21.6}{39.78} = 0.54 < 3 \quad \text{non vérifiée}$$

❖ Sens y:

$b = 26.7$ m; $d = 20.41$ m; $h = 48$ m.

$$\frac{b}{d} = \frac{21.6}{20.3} = 1.06 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20.3}{39.78} = 0.5 < 3 \quad \text{non vérifiée}$$

IV.5. Détermination de la force résultante R

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \quad [N]$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV : étude de vent

Zj(m)	CP	q _{dyn}	QJ(x)	QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
4.59	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
7.65	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
10.71	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
13.77	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
16.83	0.2	600	114	114	62.118	66.096	7081.45	7534.94
19.89	0.2	648.75	123.26	123.26	62.118	66.096	7656.66	8146.99
22.95	0.2	682.5	129.67	129.67	62.118	66.096	8054.84	8570.66
26.01	0.2	720	136.8	136.8	62.118	66.096	8497.74	9041.93
29.07	0.2	753.75	143.21	143.21	62.118	66.096	8895.91	9465.60
32.13	-1.1	780	-815.1	-815.1	62.118	66.096	-50632.38	-53874.84
35.19	-0.6	806.25	-459.56	-459.56	62.118	66.096	-28546.94	-30375.07
38.25	-0.2	832.5	-158.17	-158.17	62.118	66.096	-9825.20	-10454.40

✚ **Tableau 20: Valeurs des forces de frottement sens transversal**

C_{pi} = -0,5 (sens transversal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -48817.92 = -48.81792 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -15684.94 \text{ N} = -15.68494 \text{ KN}$$

Zj(m)	CP	q _{dyn}	QJ(x)	QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
4.59	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
7.65	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
10.71	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
13.77	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
16.83	-1.1	600	-627	-627	62.118	66.096	-38947.98	-41442.19
19.89	-1.1	648.75	-677.94	-677.94	62.118	66.096	-42112.27	-44809.12
22.95	-1.1	682.5	-713.21	-713.21	62.118	66.096	-44302.55	-47140.32
26.01	-1.1	720	-752.4	-752.4	62.118	66.096	-46737.58	-49737.24
29.07	-1.1	753.75	-787.66	-787.66	62.118	66.096	-48927.86	-52061.17
32.13	-2.4	780	-1778.4	-1778.4	62.118	66.096	-110470.6	-117545.1
35.19	-1.9	806.25	-1455.28	-1455.28	62.118	66.096	-90399.08	-96188.18
38.25	-1.5	832.5	-1186.31	-1186.31	62.118	66.096	-73691.20	-78410.34

✚ **Tableau 21: Valeurs des forces de frottement sens longitudinal**

C_{pi} = 0,8 (sens longitudinal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -683023.97 \text{ N} = -683.02397 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -726771.71 \text{ N} = -726.77171 \text{ KN}$$

IV.6. Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

CHAPITRE IV : étude de vent

IV.1) Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

IV.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.

Données relatives au site

1. Catégorie du terrain IV
2. Site plat : $C_T = 1$ (Tableau 2.5. RNV99)[1]
3. Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV99)
4. $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.3. RNV99)
5. $K_T = 0,24$
6. $Z_0 = 1 \text{ m}$
7. $Z_{min} = 16 \text{ m}$
8. $\xi = 0.46$

Force résultante du vent

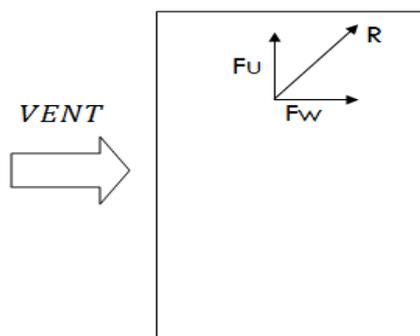


Figure IV-1 : Force résultante R

La force résultante R , se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

- Une force de soulèvement F_u .

est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \quad [N] \quad (\S 2.1.2 \text{ RNV99})[1]$$

q_j (en N/m^2) : est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction)

S_j (en m^2) : est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'aire des pleins.

F_{frj} (en N) : désigne les forces de frottement éventuelles

le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage. Les directions sont comme suit :

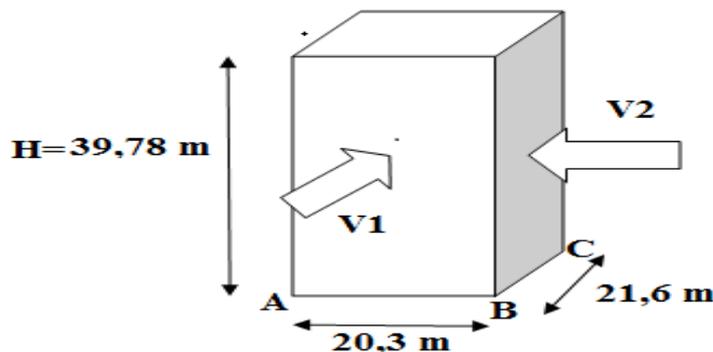


Figure IV.2 : Action du vent sur la structure.

IV.3) Calcul de la pression due au vent

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad [N/m^2] \quad (\S 1.2.2.1 \text{ RNV99})[1]$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j

VI.3.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

est donné en fonction des dimensions horizontale b et h la hauteur total de la construction

Les directions du vent	Coefficients dynamiques Cd	Hauteur
V _{AB}	0.95	h= 39.78m b= 20.3
V _{BC}	0.95	h=39.78m b=21.6

✚ Tableau 17: Coefficients dynamiques Cd

VI.3.2. Détermination du W (Zj)

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

VI.3.2.1. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

q_{ref}: est la pression dynamique de référence q_{ref} = 375 N/m²

C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante:

$$C_e(Z_j) = C_t(Z_j)^2 \times C_r(Z_j)^2 \left(1 + \frac{7 K_t}{C_t(z) \times C_r(z)} \right)$$

Avec:

K_T : Facteur de terrain (K_T = 0,24)

C_t(z): le coefficient de topographie C_t(z)=1

C_r : coefficient de rugosité Il est défini par la loi logarithmique donné par la formule suivante: (§4.2 RNV99)

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z_{min} / Z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z / Z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

niveau	H (m)	Z(m)	Cr	Ct	Ce	q _{dyn}
RDC	3.06	1.53	0.66	1	1.54	577.5
1 ^{er} étage	3.06	4.59	0.66	1	1.54	577.5
2 ^{eme} étage	3.06	7.65	0.66	1	1.54	577.5
3 ^{eme} étage	3.06	10.71	0.66	1	1.54	577.5
4 ^{eme} étage	3.06	13.77	0.66	1	1.54	577.5
5 ^{eme} étage	3.06	16.83	0.68	1	1.60	600
6 ^{eme} étage	3.06	19.89	0.72	1	1.73	648.75
7 ^{eme} étage	3.06	22.95	0.75	1	1.82	682.5
8 ^{eme} étage	3.06	26.01	0.78	1	1.92	720
9 ^{eme} étage	3.06	29.07	0.81	1	2.01	753.75
10 ^{eme} étage	3.06	32.13	0.83	1	2.08	780
11 ^{eme} étage	3.06	35.19	0.85	1	2.15	806.25
12 ^{eme} étage	3.06	38.25	0.87	1	2.22	832.5

✚ Tableau 18 : pression dynamique q_{dyn}

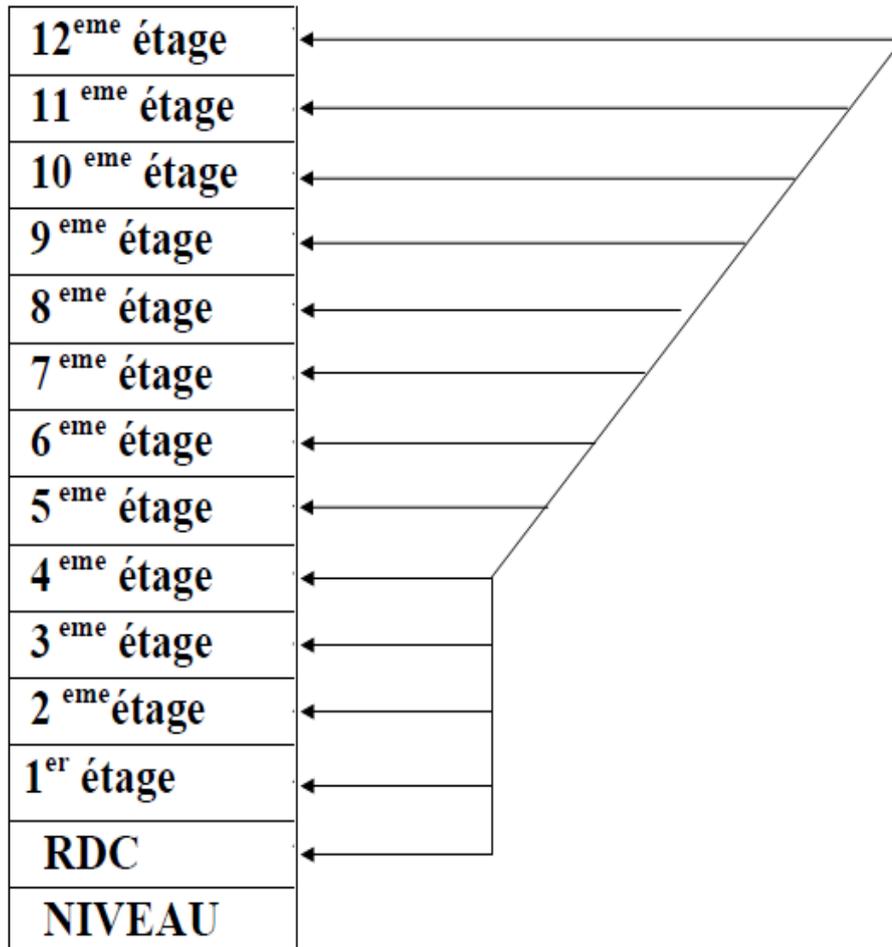


Figure IV.3 : Répartition de la pression dynamique

VI.3.2.2. Calcul des coefficients de pressions : Cpe et Cpi

a) *Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe :*

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{aligned}
 Cpe &= Cpe.1 && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 Cpe &= Cpe.1 + (Cpe.10 + Cpe.1) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 Cpe &= Cpe.10 && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ Alors $Cpe = Cpe.10$

VI.3.3. La direction du vent V1 et V2 :

a. Pour les parois verticales :

❖ Sens X

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 20.3 \text{ m}$$

$$d = 21.6 \text{ m} \quad \text{alors : } e = \min [20.3 ; 79.56] = 20.3 \text{ m}$$

$$h = 39.78 \text{ m}$$

CHAPITRE IV : étude de vent

$d > e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

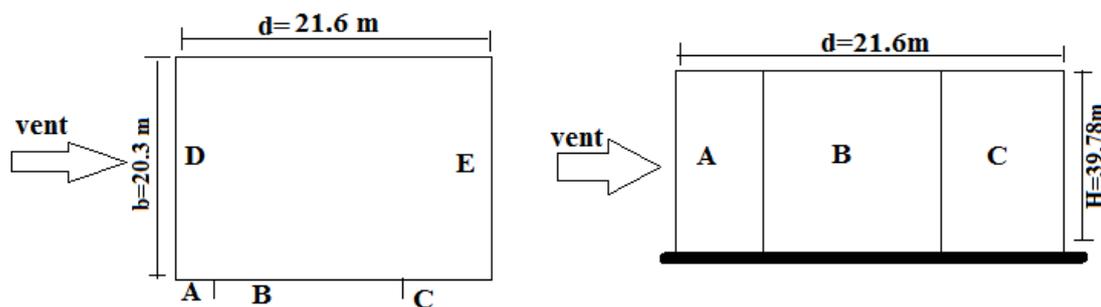
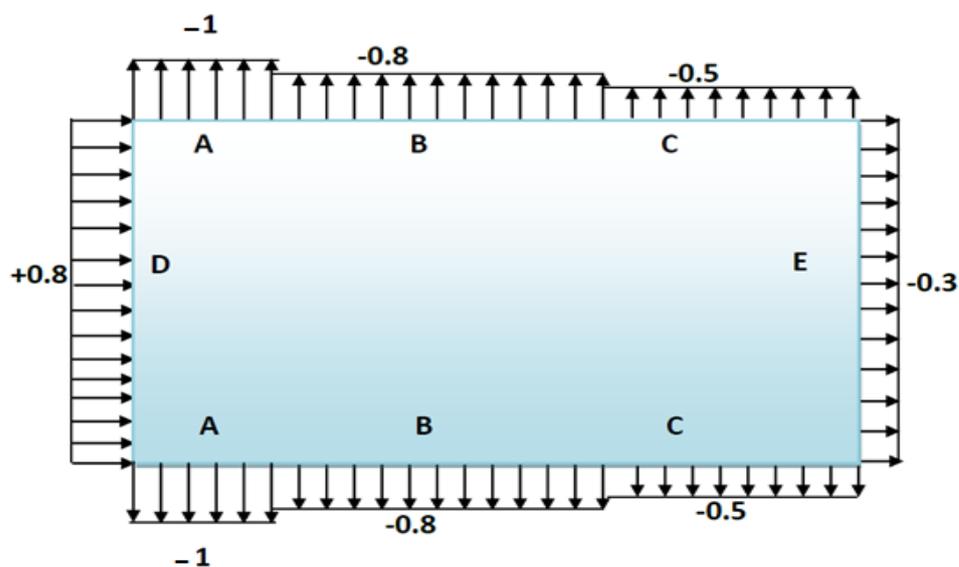


Figure IV.-4 : Légende pour les parois verticales sens X

Cpe,10	A	B	C	D	E
	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

+ Tableau 19 : coefficients de pressions extérieures Cpe :



❖ Sens Y

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 21.6 \text{ m}$$

$$d = 20.3 \text{ m} \quad \text{alors : } e = \min [21.6 ; 79.56] = 21.6 \text{ m}$$

$$h = 39.78 \text{ m}$$

$d < e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

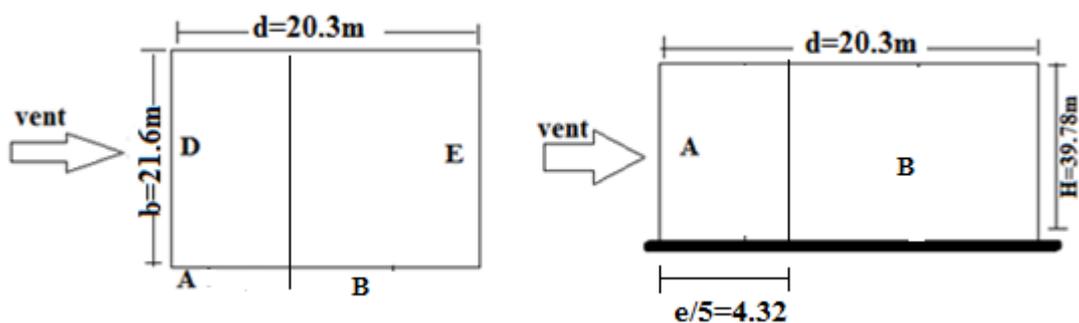
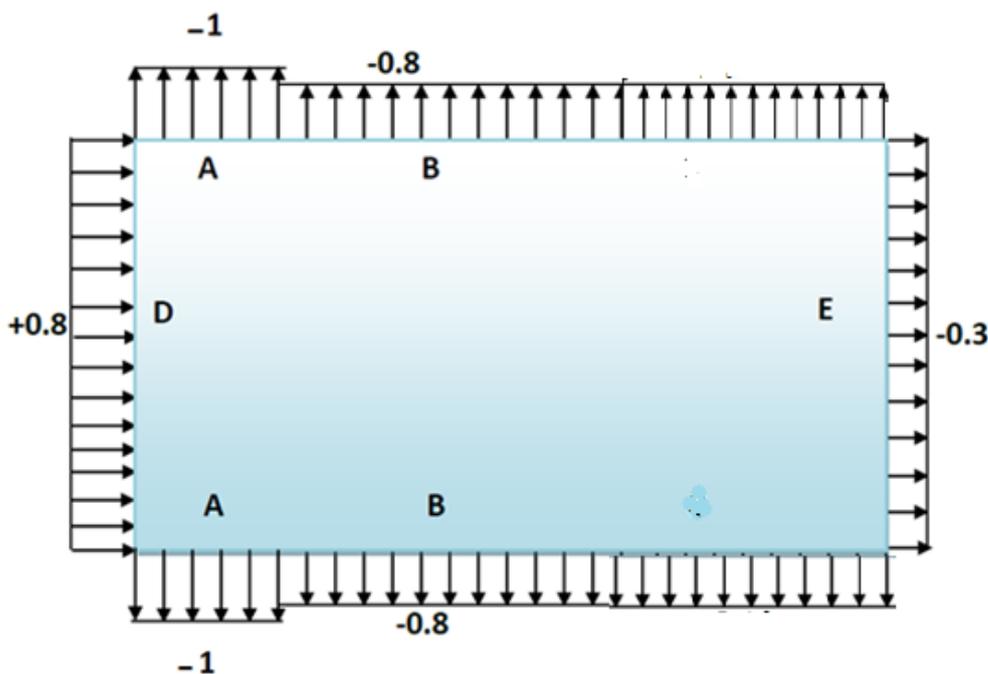


Figure IV.5 : Légende pour les parois verticales sens Y

les valeurs de $C_{pe,10}$ pour les deux sens Y

$C_{pe,10}$	A	B	D	E
	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

(Tableau 5.1 RNV99)[1]



b_ Pour la toiture :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° .

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

Sens X $e = \min[b ; 2h] = 20.3.m$

Sens Y $e = \min[b ; 2h] = 21.6.m$

CHAPITRE IV : étude de vent

		zones			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères	$h_p/h=0.025$	-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 $h_p/h = 0.6/39.78 = 0,0150=0.02$

On trouve :

Zone F : $C_{Pe,10} = -1,6$

Zone G : $C_{Pe,10} = -1,1$

Zone H : $C_{Pe,10} = -0,70$

Zone I : $C_{Pe,10} = \pm 0,2$

1. Coefficient de pression interne C_{pi} :

Pour C_{pi1} , C_{pi2} dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures sont 0.8 et **-0.5**

2. 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:

Zone	C_{pe}	C_{pi_1}	C_{pi_2}	C_{p1}	C_{p2}
A	-1	-0.5	0.8	-0.5	-1.8
B	-0.8	-0.5	0.8	-0.3	-1.6
C	-0.5	-0.5	0.8	0	-1.3
D	0.8	-0.5	0.8	1	0
E	-0.3	-0.5	0.8	0.2	-1.1
F	-1.6	-0.5	0.8	-1.1	-2.4
G	-1.1	-0.5	0.8	-0.6	-1.9
H	-0.7	-0.5	0.8	-0.2	-1.5
I	-0.2	-0.5	0.8	0.3	-1
	+0.2			0.7	-0.6

IV.4. Calcul des forces de frottement :

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (\S 1.4.3 \text{ RNV99}) [1]$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : 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 .

$$C_{fr} = 0.01 \quad (\text{Tableau 2.1 RNV99})$$

Pour les parois verticales : $S_{fr} = d \times h_j$ (Tableau 2.2 RNV99)

Pour la toiture : $S_{fr} = d \times b$ (Tableau 2.2 RNV99)

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées

sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{b}{d} \geq 3$, soit le rapport $\frac{h}{d} \geq 3$, soient vérifiées.

❖ Sens x:

$b = 20.41 \text{ m}$; $d = 26.7 \text{ m}$; $h = 48 \text{ m}$.

$$\frac{b}{d} = \frac{20.3}{21.6} = 0.94 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{21.6}{39.78} = 0.54 < 3 \quad \text{non vérifiée}$$

❖ Sens y:

$b = 26.7 \text{ m}$; $d = 20.41 \text{ m}$; $h = 48 \text{ m}$.

$$\frac{b}{d} = \frac{21.6}{20.3} = 1.06 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20.3}{39.78} = 0.5 < 3 \quad \text{non vérifiée}$$

IV.5. Détermination de la force résultante R

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \quad [N]$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV : étude de vent

Zj(m)	CP	q _{dyn}	QJ(x)	QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
4.59	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
7.65	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
10.71	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
13.77	0.2	577.5	109.72	109.72	62.118	66.096	6815.58	7252.05
16.83	0.2	600	114	114	62.118	66.096	7081.45	7534.94
19.89	0.2	648.75	123.26	123.26	62.118	66.096	7656.66	8146.99
22.95	0.2	682.5	129.67	129.67	62.118	66.096	8054.84	8570.66
26.01	0.2	720	136.8	136.8	62.118	66.096	8497.74	9041.93
29.07	0.2	753.75	143.21	143.21	62.118	66.096	8895.91	9465.60
32.13	-1.1	780	-815.1	-815.1	62.118	66.096	-50632.38	-53874.84
35.19	-0.6	806.25	-459.56	-459.56	62.118	66.096	-28546.94	-30375.07
38.25	-0.2	832.5	-158.17	-158.17	62.118	66.096	-9825.20	-10454.40

✚ **Tableau 20: Valeurs des forces de frottement sens transversal**

C_{pi} = -0,5 (sens transversal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -48817.92 = -48.81792 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -15684.94 \text{ N} = -15.68494 \text{ KN}$$

Zj(m)	CP	q _{dyn}	QJ(x)	QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
4.59	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
7.65	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
10.71	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
13.77	-1.1	577.5	-603.48	-603.48	62.118	66.096	-37486.97	-39887.61
16.83	-1.1	600	-627	-627	62.118	66.096	-38947.98	-41442.19
19.89	-1.1	648.75	-677.94	-677.94	62.118	66.096	-42112.27	-44809.12
22.95	-1.1	682.5	-713.21	-713.21	62.118	66.096	-44302.55	-47140.32
26.01	-1.1	720	-752.4	-752.4	62.118	66.096	-46737.58	-49737.24
29.07	-1.1	753.75	-787.66	-787.66	62.118	66.096	-48927.86	-52061.17
32.13	-2.4	780	-1778.4	-1778.4	62.118	66.096	-110470.6	-117545.1
35.19	-1.9	806.25	-1455.28	-1455.28	62.118	66.096	-90399.08	-96188.18
38.25	-1.5	832.5	-1186.31	-1186.31	62.118	66.096	-73691.20	-78410.34

✚ **Tableau 21: Valeurs des forces de frottement sens longitudinal**

C_{pi} = 0,8 (sens longitudinal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -683023.97 \text{ N} = -683.02397 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -726771.71 \text{ N} = -726.77171 \text{ KN}$$

IV.6. Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

Chapitre V :

Étude dynamique

CHAPITRE V: étude dynamique

V.1.introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol.

Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage;

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure, Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées a fin d'évaluer les efforts internes engendrés a l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée en trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.Méthode statique équivalente:

- Principe:

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets

seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

V.3.Méthode d'analyse modale spectrale:

- Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4.La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque :

Pour l'étude de notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car L'article (4.1.2.a) RPA99/version 2003 limite la hauteur totale de la structure en zone III à 30m. Nous utiliserons alors, la méthode dynamique modale spectrale pour L'analyse de notre structure

V.5.Application Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT ».

V.6.Description du logiciel Robot :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une décente de charges automatique et rapide.
- Un calcul automatique du centre de masse et de torsion ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle
- Les poutres et les poteaux sont modélisés comme des éléments « barre » à 2 nœuds (chaque nœud ayant 6 ddl).
- Les voiles sont modélisés comme des éléments « dalle » à 4 nœuds.

- Les planchers sont considérés rigides dans leurs plans et sont simulés par des diaphragmes.

V.7.Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l'enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel.

Pour tenir compte de l'effet de torsion due aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

a) Données de l'ouvrage :

- Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'administratif, implanté dans la wilaya d'Alger (**Zone III**), et ayant une hauteur totale de 39.78 m, il sera classé au groupe d'usage **IA**.
- La catégorie du site est **S3** (site meuble)

b) spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3s \end{array} \right.$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2

(RPA99/version2003)

Q : facteur de qualité.

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

R : coefficient de comportement.

Dans notre cas

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure T.A.B.4.2. R.P.A 99 :

	<i>Portiques</i>		<i>Voiles ou murs</i>
<i>Remplissage</i>	<i>Béton armé</i>	<i>Acier</i>	<i>Béton armé/ maçonnerie</i>
<i>Léger</i>	6	4	10
<i>Dense</i>	7	5	10

Tableau 23: Valeur de $\zeta(\%)$ RPA 99

on prend $\xi = 7\%$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0.88 = 0.88 \geq 0.7$$

coefficient d'accélération (A)

<i>Groupe D'usage</i>	<i>Zone</i>			
	<i>I</i>	<i>IIa</i>	<i>IIb</i>	<i>III</i>
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 24:: coefficient d'accélération de zone A

ZONE III , , groupe 1A $\Rightarrow A = 0,4$

Coefficient de comportement (R)

Par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement Mixte avec interaction - tableau 4.3 RPA99/version2003). $R = 5$

Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^b P_q$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

CHAPITRE V: étude dynamique

Critère "q"	Observé /Non observé	Pq
1. conditions minimales sur les files de contreventement	Observé	0
2. Redondance en plan	Observé	0
3. Régularité en plan	Non Observé	0.05
4. Régularité en élévation	Observé	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0.10

= 0.2

Tableau 25 : Valeurs des pénalités Pq

On a alors pour les deux sens $Q = 1 + 0.2$ d'où $Q = 1.2$

Calcul de la période T :

Par la formule 4-6. des RPA99/Version 2003

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

Avec :

h_n : hauteur de la structure. $h_n = 39.78\text{m}$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé, ce qui donne

$C_T = 0.05$ (Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003)

Donc : $T = 0.05 \times (39.78)^{3/4} = 0.79\text{s}$ donc **$T = 0.79\text{s}$**

Par la formule 4-7 des RPA99/Version2003

$$T = (h_n \times 0.09) / \sqrt{D}$$

Où

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens X : $D_x = 20.3\text{m}$ $\Rightarrow T_x = (h_n \times 0,09) / \sqrt{D_x} = (39.78 \times 0.09) / \sqrt{20.3} = 0.79\text{s}$

Sens Y : $D_y = 21.6\text{m}$ $\Rightarrow T_y = (h_n \times 0,09) / \sqrt{D_y} = (39.78 \times 0.09) / (\sqrt{21.6}) = 0.77\text{s}$

La valeur de la période **T** retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus.

Sens X $T_x = \text{Min} (0.79\text{s}; 0.79\text{s})$ \Rightarrow **$T_x = 0.79\text{s}$**

Sens Y $T_y = \text{Min} (0.79\text{s}; 0.77\text{s})$ \Rightarrow **$T_y = 0.77\text{s}$**

Calcul de la période caractéristique T1 et T2 du site :

La période caractéristique T1 et T2 est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des RPA99/Version2003

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau 26 : la période caractéristique T1 et T2 du site

Catégorie de site S3 ⇒ **T1 = 0.15 ; T2 = 0.50**

donc

.**A = 0.4** (tableau 4.1 RPA99/version2003).

.**R = 5** (structure mixte avec interaction - tableau 4.3 RPA99/version2003).

.**T1 = 0.15** (tableau 4.7 RPA99/version 2003)

.**T2 = 0.50** (site S3).

.**Q = 1.2**

On aura alors :

Sens X T = 0.79s donc $T_2 \leq T \leq 3.0s$

Sens Y T = 0.77s donc $T_2 \leq T \leq 3.0s$

V.8.Nombre de modes à considérer :

D’après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales , le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l’excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dan le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l’influence importante des modes de torsion, le nombres minimal de modes K à retenir doit être tel que : **$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec**

Ou : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et **T_K** la période du mode **K**.

V.9.effet de la torsion accidentelle :

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions

Orthogonales ; les effets de la torsion accidentelle d'axe verticale sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7 des RPA99/Version.2003.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'accélération sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul ROBOT qui fera l'objet d'une présentation détaillée ci-après.

La figure ci après montre la structure initiale :

la structure initiale :

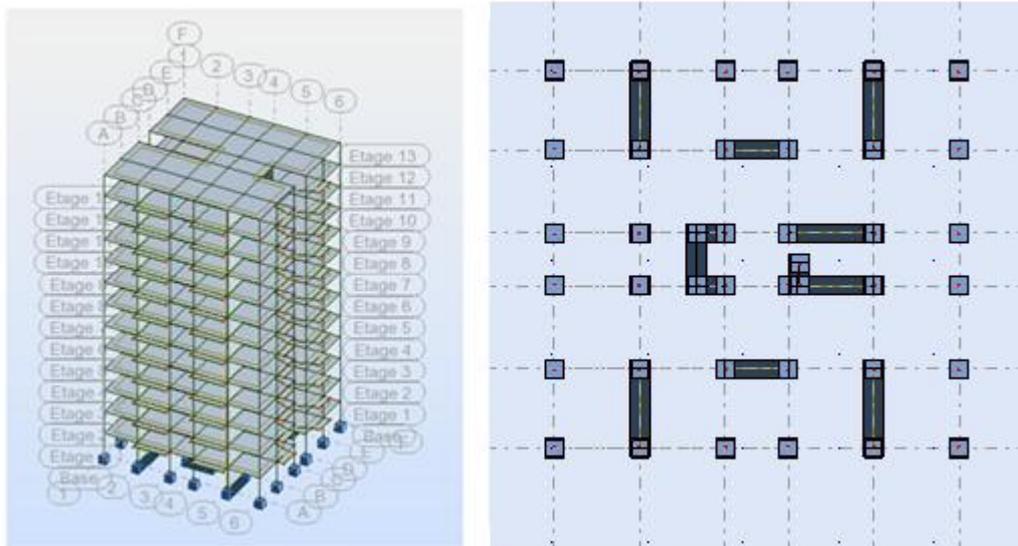


Figure V.1. : Vue 3D et vue en plan

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

• **Combinaisons :**

- a) $C1 = G + Q$
- b) $C2 = 1,35G + 1,5Q$
- c) $C3 = G + Q \pm EX$
- d) $C4 = G + Q \pm EY$

e) $C5 = 0,8G \pm EX$

f) $C6 = 0,8G \pm EY$

Périodes et coefficients de participation modaux :

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	1,08	7,30	19,03	7,30	19,03
2	0,93	24,11	40,34	31,41	59,37
3	0,87	39,42	9,55	70,82	68,91
4	0,29	1,62	2,49	72,44	71,41
5	0,24	11,48	3,92	83,92	75,32
6	0,22	2,08	10,50	86,01	85,82
7	0,14	0,74	0,66	86,74	86,48
8	0,11	4,81	0,68	91,55	87,16
9	0,10	0,24	5,06	91,80	92,22
10	0,09	0,50	0,23	92,29	92,45

✚ **Tableau .27: Périodes et facteurs de participation massique du modèle**

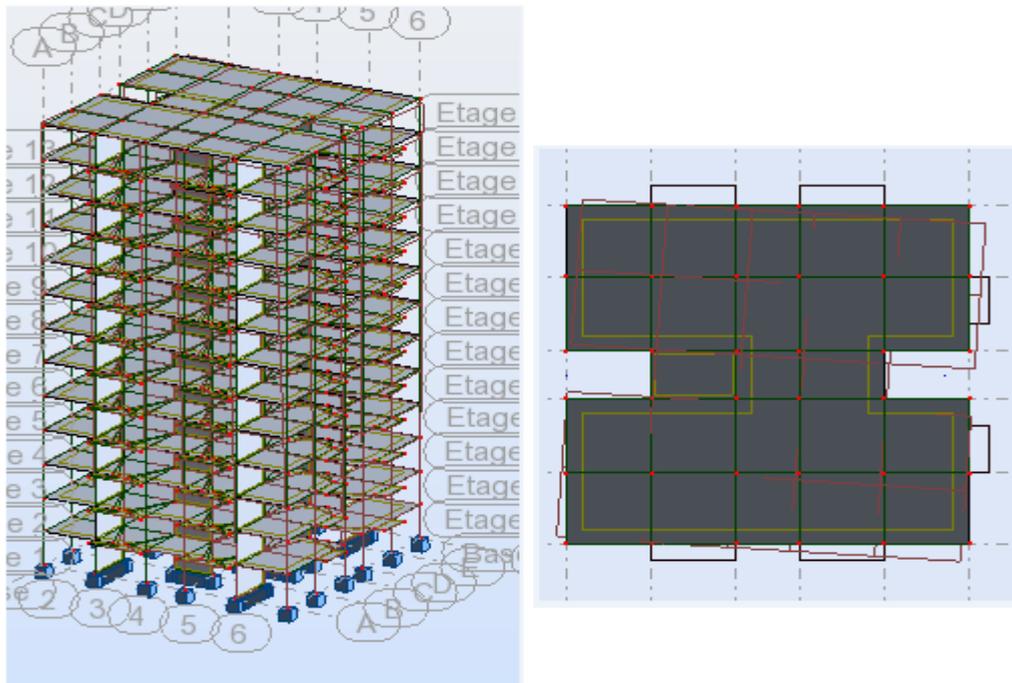


Figure V.2 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T1= 1.08 sec).

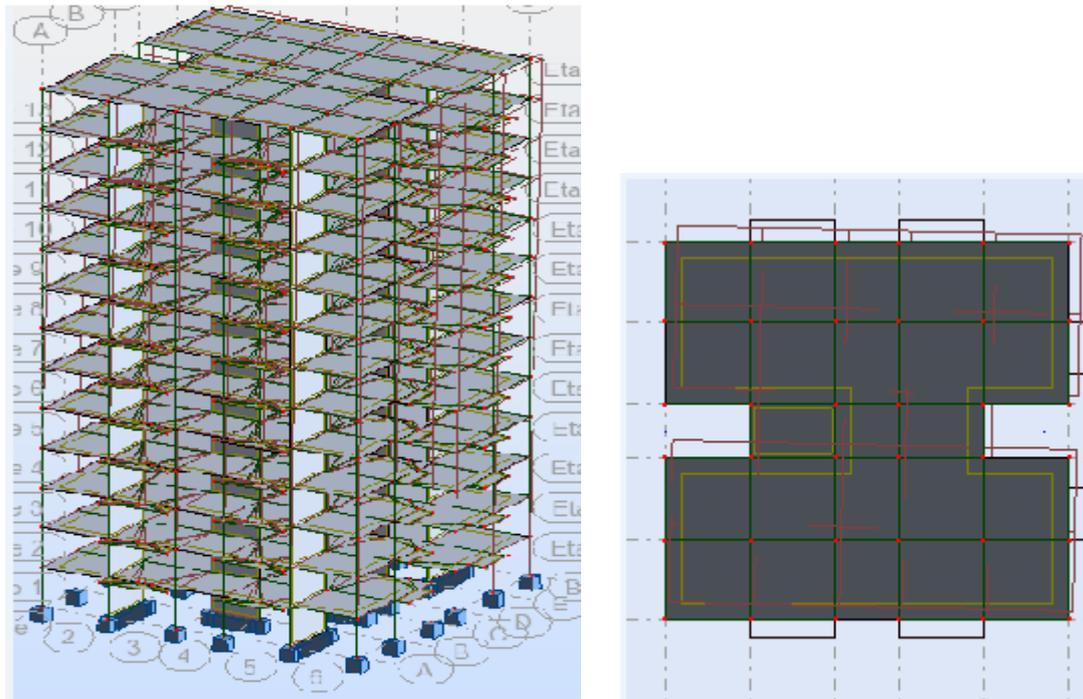


Figure V.3 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_2=0.93$ sec.)

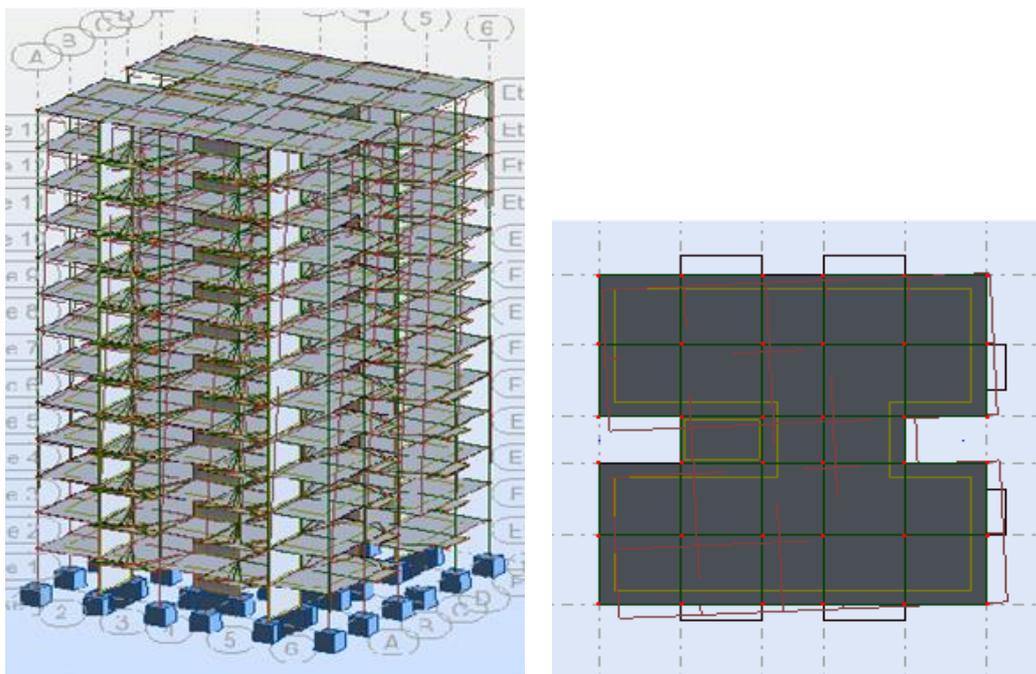


Figure V.4 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_3=0.87$ sec.).

Interprétation des résultats :

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit

1. La période fondamentale $T = 1.08$ sec \Rightarrow structure souple.

\Rightarrow Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

$T_{\text{robo}(x)} = 1.08\text{s} > 1.3 \times T_{\text{cal}}(x) = 1.001\text{s}$ condition non vérifiée

2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y, avec $U_Y : 19.03\%$ couplé avec de la torsion provoquant un mouvement de rotation (torsion)
3. . Le deuxième mode c' est un mode de translation dans le sens X avec $U_x = 24.11\%$, couplé avec de la torsion impliquant un mouvement de rotation (torsion)
4. Le troisième mode c'est un mode de torsion couplé avec de la translation avec $U_Y : 39.42\%$.
5. Il faut 9 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

Conclusion

Notre structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion, pour cette raison nous proposons ce qui suit :

🚧 Première proposition :

Premier système de contreventement se présente comme suit :

- 02 voiles transversaux (sens-x) de 20 cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-y) de 20cm.

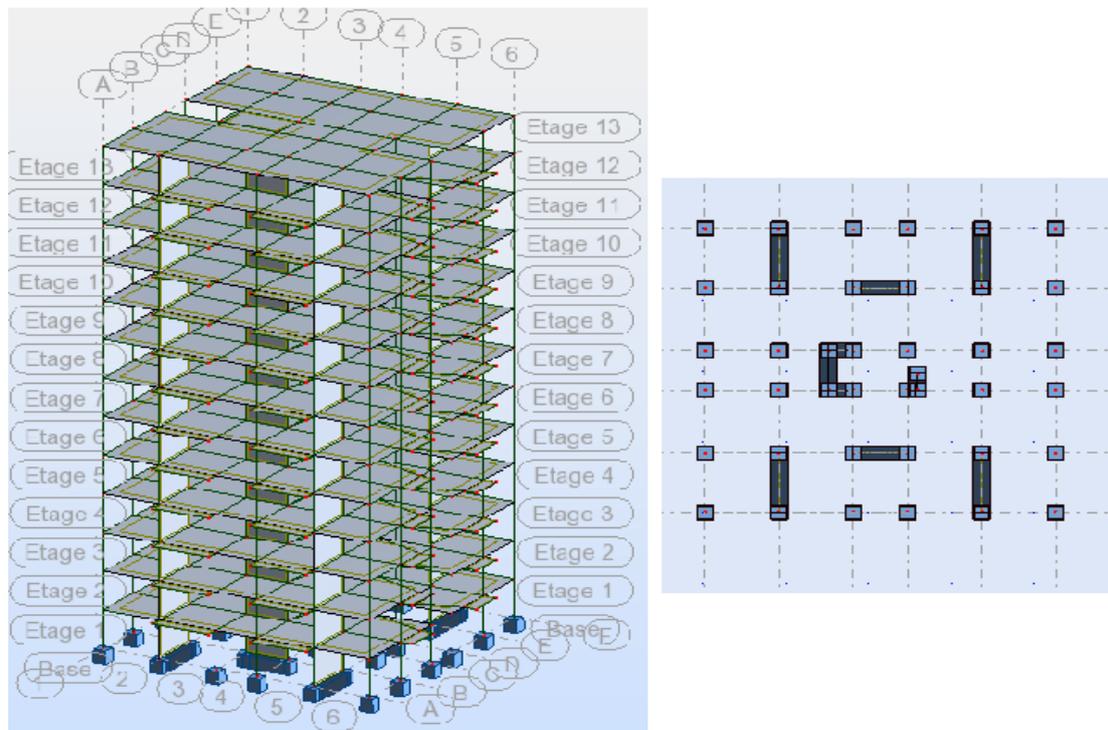


Figure V.5 : Vue en plan et en élévation de la 1ère proposition.

Périodes et coefficients de participation modaux :

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	1,12	34,14	8,37	34,14	8,37
2	1,02	35,74	22,98	69,89	31,34
3	0,91	3,69	37,49	73,58	68,83
4	0,32	9,51	0,47	83,09	69,30
5	0,28	3,42	2,70	86,51	72,00
6	0,23	0,06	13,79	86,57	85,79
7	0,15	4,34	0,10	90,92	85,88
8	0,13	1,15	0,72	92,06	86,60
9	0,10	0,01	5,62	92,07	92,23
10	0,10	1,95	0,08	94,02	92,31

Tableau .28: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

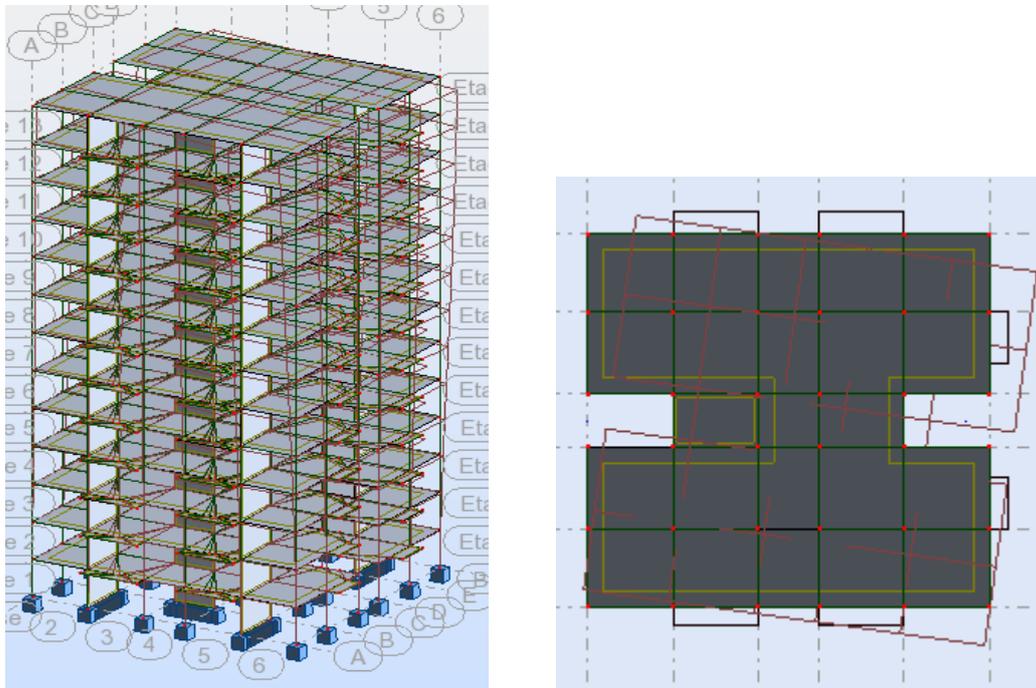


Figure V.6 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T1= 1.12 sec).

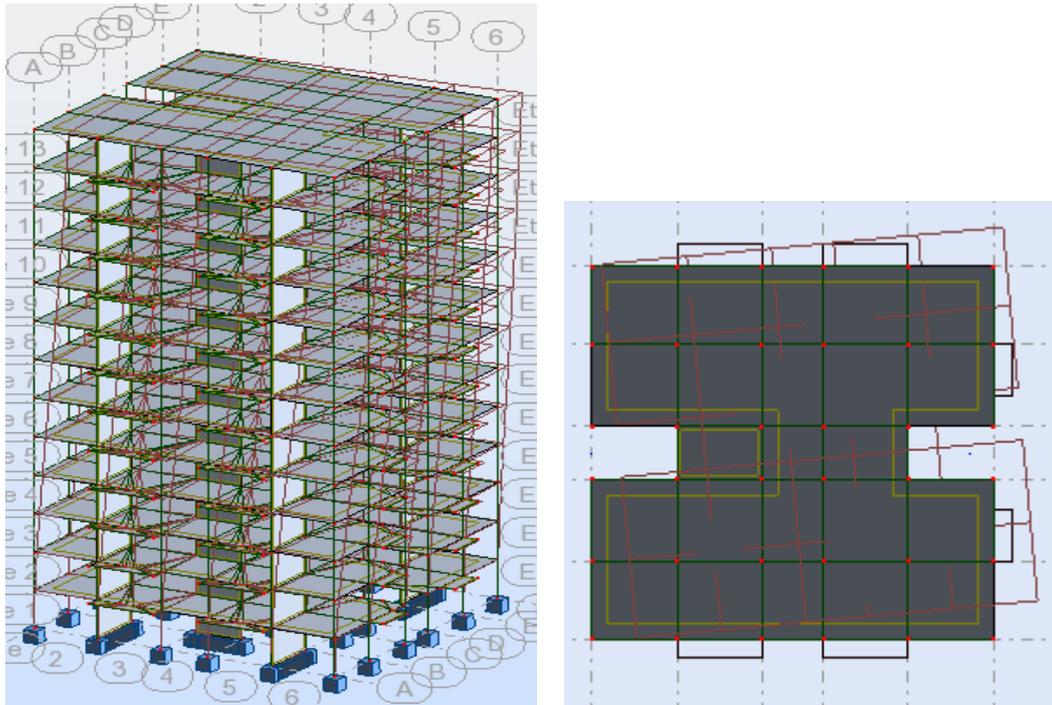


Figure V.7 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_2=1.02$ sec.)

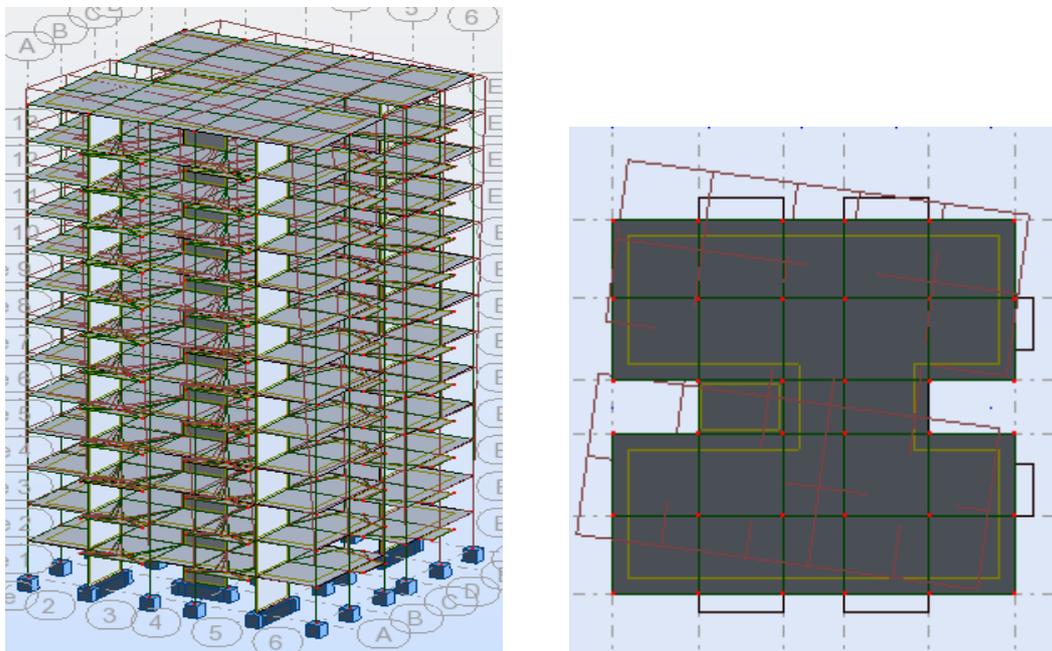


Figure V.8 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_3=0.91$ sec.).

Interprétation des résultats :

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous a permis de conclure ce qui suit.

1. Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

$T_{\text{robo}(x)} = 1.12\text{s} > 1.3 \times T_{\text{cal}(x)} = 1.001\text{s}$ condition non vérifiée

$T_{\text{robo}(y)} = 1.02 > 1.3 \times T_{\text{cal}(y)} = 1.027\text{s}$condition non vérifiée

2. Le premier mode C'est un mode de translation dans le sens X avec $U_x = 34.14\%$,
3. Le deuxième mode C'est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x : 35.74\%$ couplé avec de la torsion qui donne un mouvement de rotation (torsion)
4. Le troisième mode C'est un mode de torsion couplé avec de la translation dans le sens Y aussi avec $U_y = 37.49\%$
5. Il faut 9 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

Conclusion :

Notre structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion ainsi qu'une souplesse intolérable par le règlement parasismique, pour cette raison nous avons choisie une deuxième proposition :

 **Deuxième proposition :**

Le deuxième système de contreventement se présente comme suit :

- 04 voiles transversaux (sens-x) de 20 cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-y) de 20cm.
- 65) section de poteau×cm(75

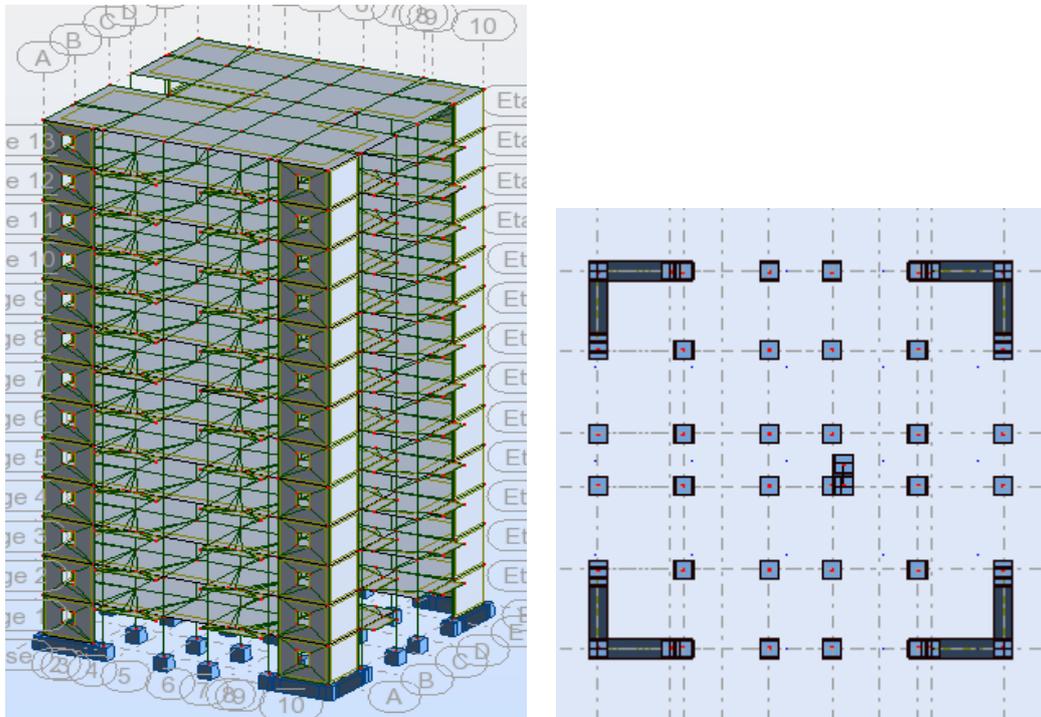


Figure V.9 : Vue en plan et en élévation de la 2ème proposition.

Périodes et coefficients de participation modaux :

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,90	0,16	68,45	0,16	68,45
2	0,82	69,53	0,20	69,70	68,65
3	0,56	0,74	0,26	70,44	68,91
4	0,23	1,30	16,29	71,74	85,19
5	0,22	15,09	1,44	86,84	86,64
6	0,13	0,03	0,02	86,87	86,66
7	0,12	3,97	1,29	90,84	87,95
8	0,12	1,19	4,31	92,03	92,26
9	0,08	0,03	2,27	92,06	94,53
10	0,08	0,04	0,00	92,10	94,53

✚ **Tableau .29 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle**

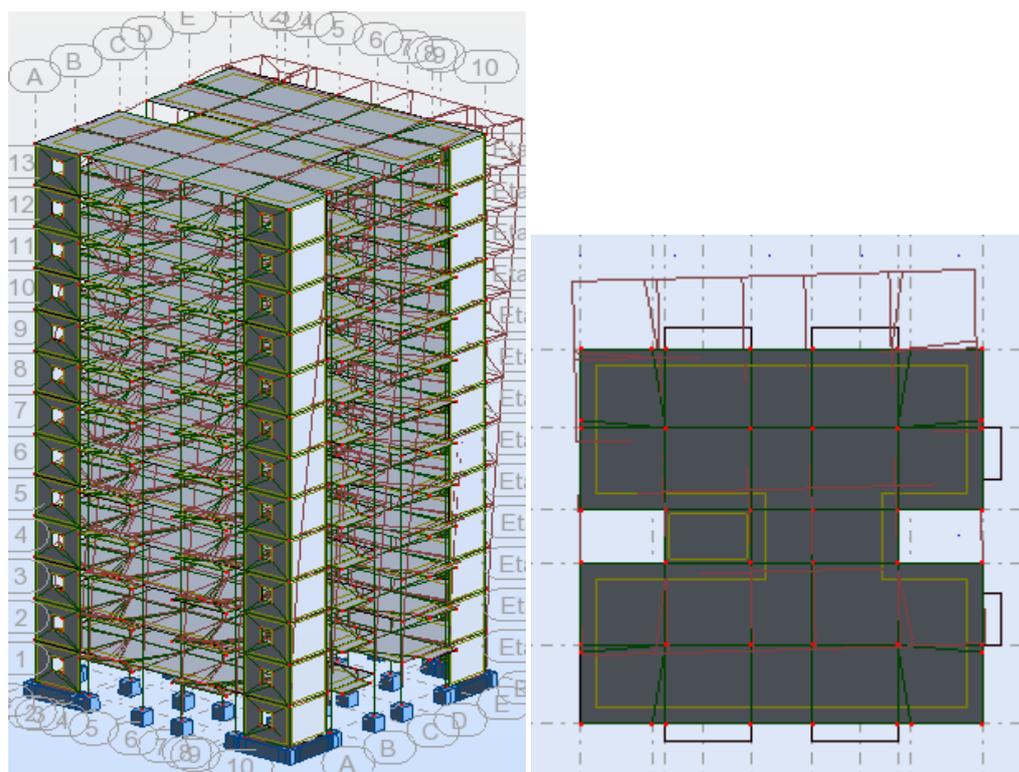


Figure V.10 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T1= 0.90 sec)

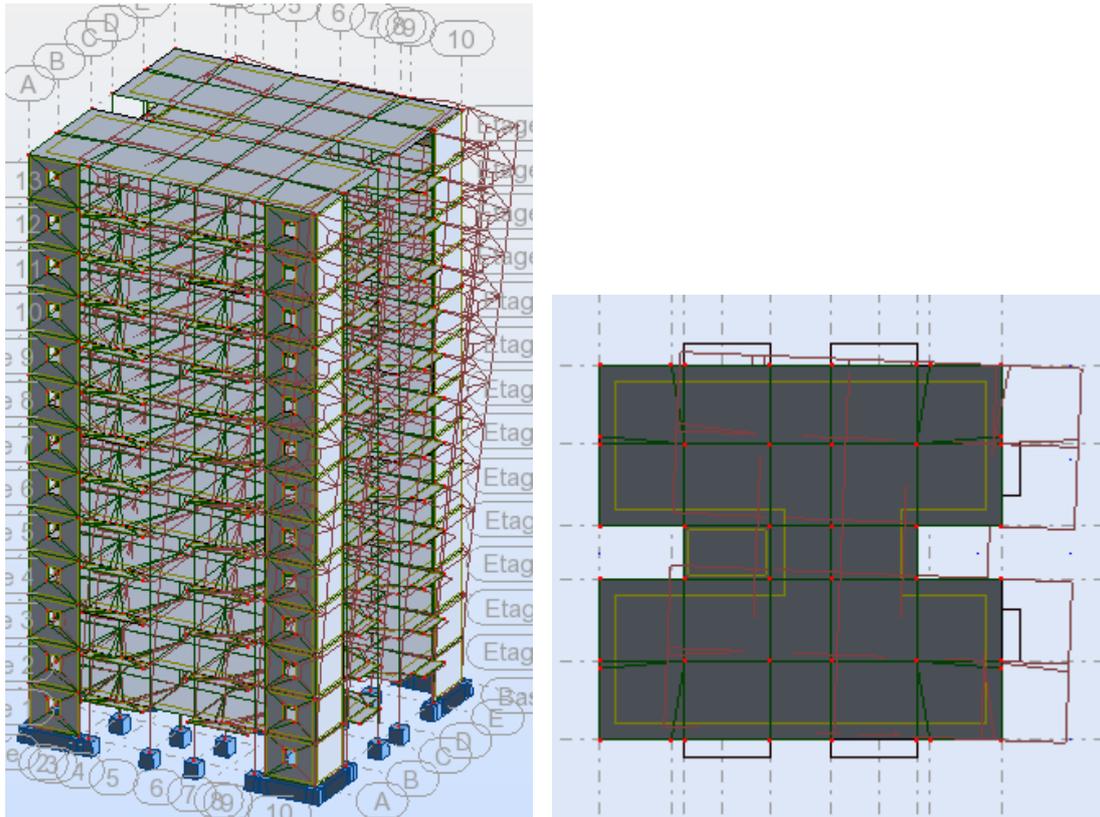


Figure V.11 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_2=0.82$ sec.)

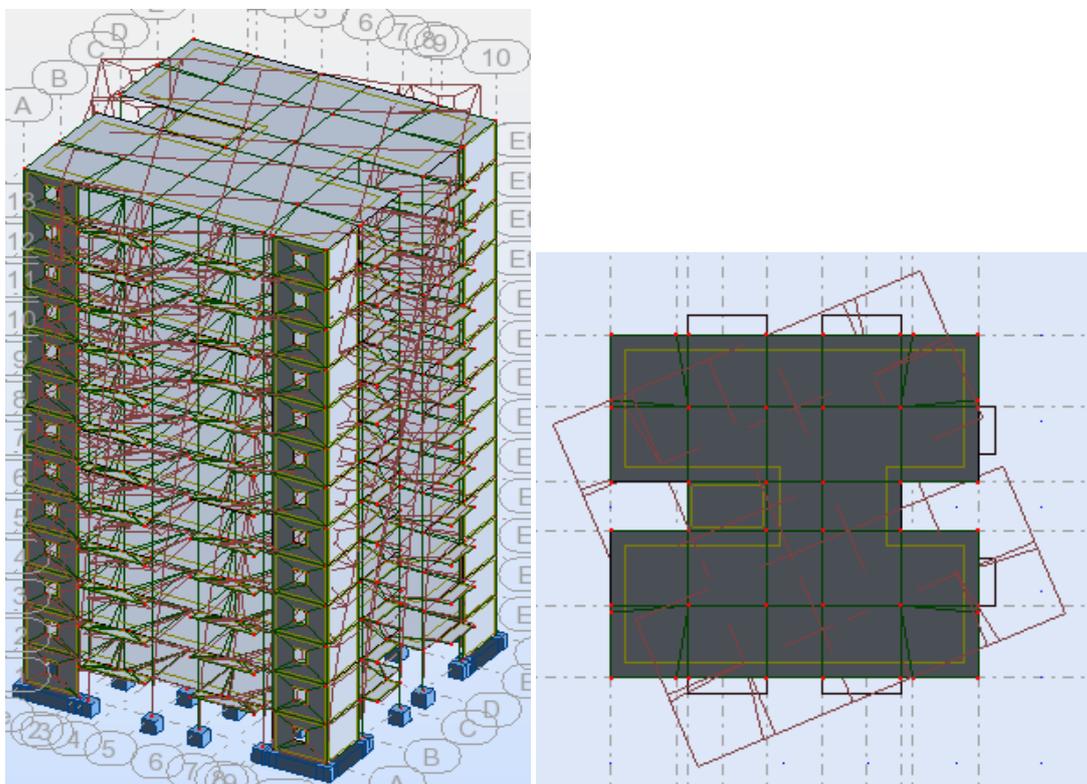


Figure V.12 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_3=0.56$ sec).

Interprétation des résultats :

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit

1. Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

$T_{\text{robo}}(x) = 0.90s < 1.3 \times T_{\text{cal}}(x) = 1.001s$ condition vérifiée

$T_{\text{robo}}(Y) = 0.82 < 1.3 \times T_{\text{cal}}(y) = 1.027s$condition vérifiée

2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y avec $U_y = 68.45 \%$,
3. Le deuxième mode c'est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x : 69.53\%$
4. Le troisième mode c'est un mode de torsion
5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

Conclusion : Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons alors cette dernière pour la suite des calculs permettant d'avoir des modes et de formes propres satisfaisants.

1) Justification des pourcentages (voiles et portiques) :

D'après les règles parasismiques algériennes (**article.3.4**) le système de contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé est justifié quand les voiles reprennent aux plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FY [KN]	FY sur les poteaux [KN]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
9821,19	3325,46	9324,27	2343,99	81132,11	14822,71

Tableau 30 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{3325.46}{9821.19} = 33.86\% > 25\%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{2343.99}{9324.27} = 25\% = 25\%$$

$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{z.total}} = \frac{14822.71}{81132.11} = 18.27\% < 20\%$$

2) Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente : Selon RPA99/version2003 art 4.3.6

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 équivalent 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/Vt**.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens X : $V_t = 9821,19$
- Effort sismique dans le sens Y : $V_t = 9324,27$

3) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$A = 0,4$ ZONE III

$Q_x = Q_y = 1.2$

$R = 5$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 < T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

CHAPITRE V: étude dynamique

▪ Sens longitudinal : $T_x = 0.56 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)

▪ Sens transversal : $T_y = 0.69 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,79}\right)^{2/3} & D_x = 1.62 \\ D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,77}\right)^{2/3} & D_y = 1.64 \end{cases}$$

• **W** : poids total de la structure.

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

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'administratif $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 6565947,85 \text{ (kg)}$

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	0,8V _{st}	
Longitudinale (X-X)	0,4	1.62	5	1,2	71968,64	9821,19	11192.56	8954.05	C . V
Transversale (Y-Y)	0,4	1.64	5	1,2	71968,64	9324,27	11330.74	9064.59	C . V

Tableau31: les résultats des forces sismiques

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifier

4) Distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

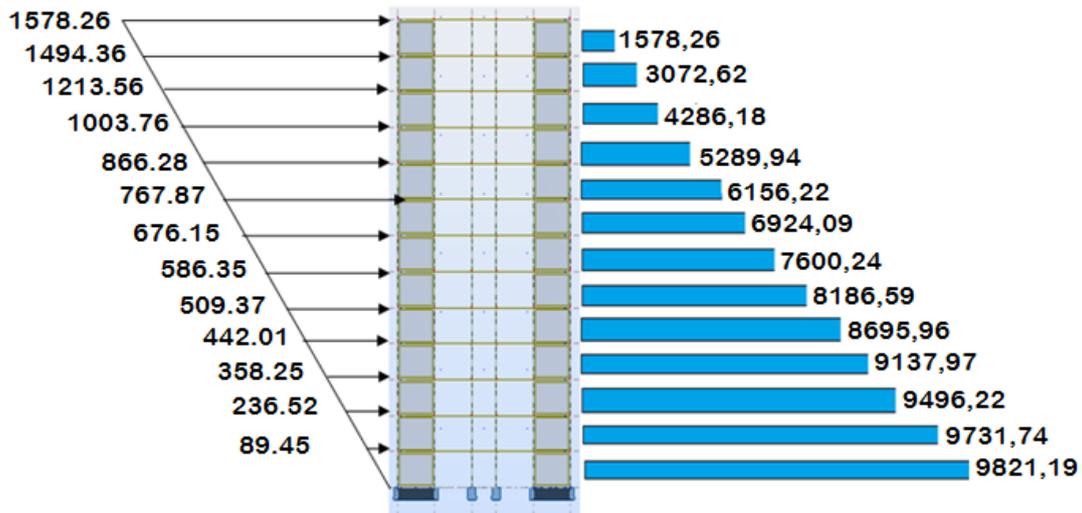
F_i : effort horizontal revenant au niveau i

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 $i ; j$

Sens X:

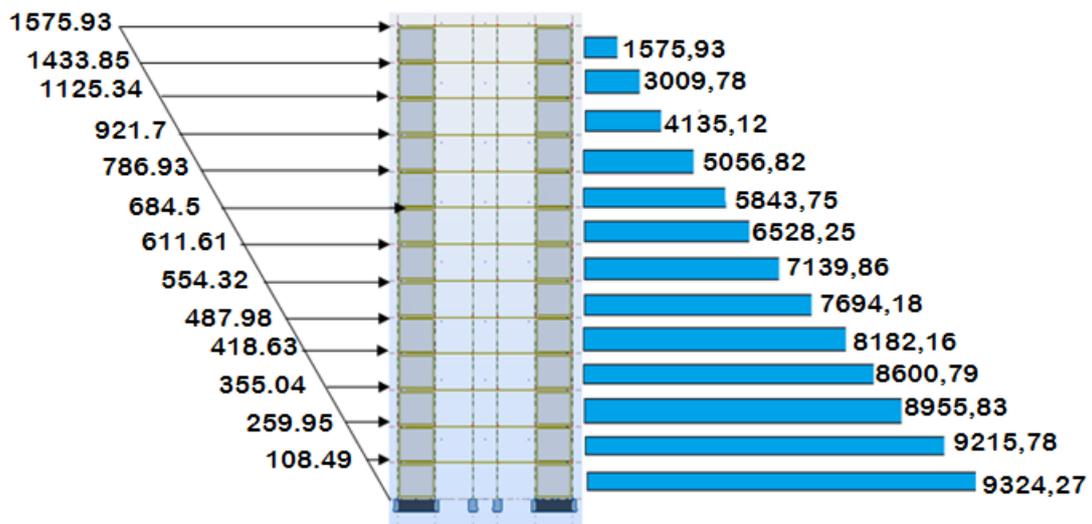


Force sismique par niveau [KN]

Effort tranchant par niveau [KN]

Figure V.13 : Distribution horizontale des forces en sens X

Sens Y:



Force sismique par niveau [KN]

Effort tranchant par niveau [KN]

Figure V.14 : Distribution horizontale des forces en sens Y

5) Vérification les déplacements

CHAPITRE V: étude dynamique

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit: (RPA ART 4.4.3)

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

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

he : la hauteur de l'étage k. $\Rightarrow h = 3.06m = 3060mm$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent ne doivent pas dépasser : $\Delta k_{limite} = 0.01h_e$

Etage	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,6	0,6	0,0	0,0
1	1,8	1,2	0,1	0,1
2	3,3	1,6	0,2	0,1
3	5,2	1,9	0,3	0,1
4	7,4	2,1	0,4	0,1
5	9,6	2,3	0,6	0,1
6	12,0	2,4	0,7	0,1
7	14,5	2,4	0,9	0,1
8	16,9	2,4	1,0	0,1
9	19,3	2,4	1,1	0,1
10	21,7	2,3	1,3	0,1
11	23,9	2,2	1,4	0,1
12	25,8	1,9	1,4	0,0

 **Tableau .32 : Déplacements absolus pour les deux directions principales**

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC} \leq \Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm$

6) Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ... etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

Avec :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

7) Centre de gravité des rigidités :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

Avec:
$$X_{CR} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

I_{x_i}, I_{y_i} : Inertie de l'élément i dans le sens x.et y

X_i : Abscisse de l'élément I_{y_i}.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{x_i}.

	W [KG]	Position du centre de masse		Centre de gravité des rigidités	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
1	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
2	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
3	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
4	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
5	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
6	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
7	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
8	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
9	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
10	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
11	552218,32	0.76	10.03	0.67	10.00
12	570244,54	0.49	10.00	0.65	10.00

 **Tableau 33 : Centres de gravité des masses et centres de rigidité.**

8) Excentricité :est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant : $e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/ 1	Etage 1	552218,32	0,76 10,03 2,25	0,67 10,00 2,25	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 2	Etage 2	552218,32	0,76 10,03 5,31	0,67 10,00 5,31	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 3	Etage 3	552218,32	0,76 10,03 8,37	0,67 10,00 8,37	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 4	Etage 4	552218,32	,76 10,03 11,43	,67 10,00 11,43	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 5	Etage 5	552218,32	,76 10,03 14,49	,67 10,00 14,49	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 6	Etage 6	552218,32	,76 10,03 17,55	,67 10,00 17,55	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 7	Etage 7	552218,32	,76 10,03 20,61	,67 10,00 20,61	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 8	Etage 8	552218,32	,76 10,03 23,67	,67 10,00 23,67	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 9	Etage 9	552218,32	,76 10,03 26,73	,67 10,00 26,73	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 10	Etage 10	552218,32	,76 10,03 29,79	,67 10,00 29,79	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 11	Etage 11	552218,32	,76 10,03 32,85	,67 10,00 32,85	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 12	Etage 12	552218,32	,76 10,03 35,91	,67 10,00 35,91	0,09	0,03	1,12	1,11
4/ 13	Etage 13	570244,54	,49 10,00 38,96	,65 10,00 38,96	0,16	0,00	1,07	1,00

▪ **Excentricité accidentelle :**

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 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. Nous aurons alors :

$$e_{x \text{ totale}} = e_{x \text{ théorique}} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_{y \text{ totale}} = e_{y \text{ théorique}} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \quad \text{avec} \quad L_x = 21,6\text{m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1,08\text{m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \quad \text{avec} \quad L_y = 20,3\text{m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 1,015\text{m}$$

9) Justification de l'effort 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 p40

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

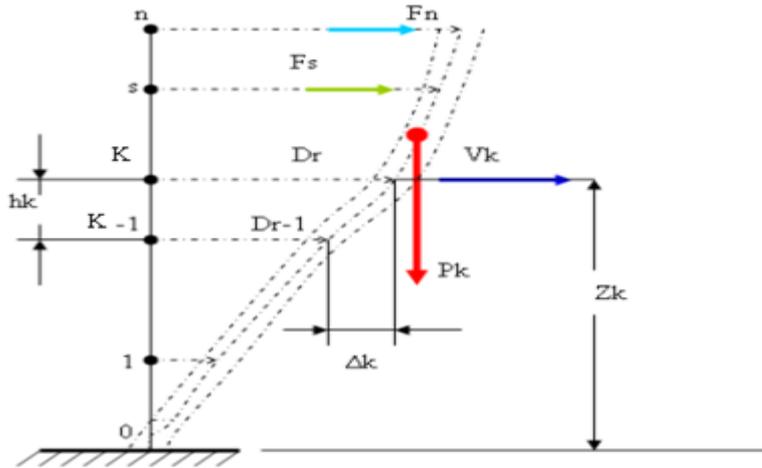


Figure V.15 : Notion des effets du second ordre.

Etage	$W_t(\text{KN})$	Δx	$V_x (\text{KN})$	H(m)	Θ	Vérification
RDC	71968,64	0,0	9821,19	3,06	0	vérifiée
1	66446.45	0,1	9731,74	3,06	0.0022	Vérifiée
2	60924.27	0,1	9496,22	3,06	0.0020	vérifiée
3	55402.09	0,1	9137,97	3,06	0.0019	vérifiée
4	49879.91	0,1	8695,96	3,06	0.0018	vérifiée
5	44357.72	0,1	8186,59	3,06	0.0017	Vérifiée
6	38835.54	0,1	7600,24	3,06	0.0016	Vérifiée
7	33313.36	0,1	6924,09	3,06	0.0015	Vérifiée
8	27791.17	0,1	6156,22	3,06	0.0014	Vérifiée
9	22268.99	0,1	5289,94	3,06	0.0013	Vérifiée
10	16746.81	0,1	4286,18	3,06	0.0012	Vérifiée
11	11224.62	0,1	3072,62	3.06	0.0011	Vérifiée
12	5523.18	0,0	1578,26	3.06	0	Vérifiée

Tableau. 34: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Etage	$W_t (\text{KN})$	ΔY	$V_x (\text{KN})$	H(m)	Θ	Vérification
RDC	71968,64	0,6	9324,27	3,06	0.015	vérifier
1	66446.45	1,2	9215,78	3,06	0.028	vérifiée
2	60924.27	1,6	8955,83	3,06	0.035	Vérifiée
3	55402.09	1,9	8600,79	3,06	0.039	Vérifiée
4	49879.91	2,1	8182,16	3,06	0.042	Vérifiée
5	44357.72	2,3	7694,18	3,06	0.043	Vérifiée
6	38835.54	2,4	7139,86	3,06	0.042	Vérifiée
7	33313.36	2,4	6528,25	3,06	0.040	Vérifiée
8	27791.17	2,4	5843,75	3,06	0.037	vérifiée
9	22268.99	2,4	5056,82	3,06	0.034	Vérifiée
10	16746.81	2,3	4135,12	3,06	0.030	Vérifiée
11	11224.62	2,2	3009,78	3.06	0.027	Vérifiée
12	5523.18	1,9	1575,93	3.06	0.022	Vérifiée

Tableau 35: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

CHAPITRE V: étude dynamique

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

10) 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.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ Sens longitudinal:

Etage	Fi (KN)	Hi (m)	Fi × Hi
RDC	89.45	3,06	273.72
1	236.52	6,12	1447.50
2	358.25	9,18	3288.73
3	442.01	12,24	5410.20
4	509.37	15,3	7793.36
5	586.35	18,36	10765.38
6	676.15	21,42	14483.13
7	767.87	24,48	18797.45
8	866.28	27,54	23857.35
9	1003.76	30,6	30708.93
10	1213.56	33,66	40848.42
11	1494.36	36,72	54872.89
12	1578.26	39,78	62783.18

✚ Tableau 36: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Vérifications:

$$M_s = 71968,64 \times \left(\frac{21,6}{2}\right) =$$

$$M_r = 275330.24$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 2.82 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ Sens transversal :

Étage	Fi (KN)	Hi (m)	Fi × Hi
RDC	108.49	3,06	331.97
1	259.95	6,12	1590.89
2	355.04	9,18	3259.26
3	418.63	12,24	5124.03
4	487.98	15,3	7466.09
5	554.32	18,36	10177.31
6	611.61	21,42	13100.68
7	684.5	24,48	16756.56
8	786.93	27,54	21672.05
9	921.7	30,6	28204.02
10	1125.34	33,66	37878.94
11	1433.85	36,72	52650.97
12	1575.93	39,78	62690.49

✚ **Tableau 37: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)**

Verifications:

$$M_S = 71968,64 \times (10.15) = 730481.69.m$$

$$M_r = 260903.31 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 2.79 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

V.10. Conclusion:

Après toutes ces vérifications, on peut conclure que le comportement de notre structure est parasismique et les résultats obtenus par le logiciel (différentes sollicitations dans les éléments principaux) seront utilisés pour le calcul des armatures et le dimensionnement de ces éléments objet de mon travail dans le chapitre suivant.

Chapitre VI :

Ferraillage des éléments résistants

CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments résistants

VI.1- Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VI.2. Les combinaisons d'actions :

1. Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

2. Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

VI.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets. Leur pourcentage maximal en zone sismique III sera de :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh \text{ (zone III).}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi L_{\max}$.

CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments résistants

- La distance maximale entre les barres dans une face de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

VI.4.ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_x-x et M_y-y).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

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

Tableau 38 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

À P'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

À P'ELS : $G + Q$

À P'ACC : $G + Q \pm E \dots\dots\dots$ (RPA99)
 $0,8 G \pm E$

Sachant que :

La combinaison ($G + Q \pm E$) donne un effort normal maximal et un moment correspondant (M_{max} , N_{corr}).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

La combinaison ($0.8G \pm E$) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min} , M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale) .

résultats obtenus :

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A_{Smin} RPA (cm ²)	A_{Smax} RPA (cm ²) Zone courante	A_{Smax} RPA (cm ²) Zone de recouvrement
Poteau rectangulaire	65×75	43.87	146.25	292.5

$C=3\text{cm}$; $d= h-c = 75-3 =72\text{cm}$; Acier Fe E = 400MPa ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

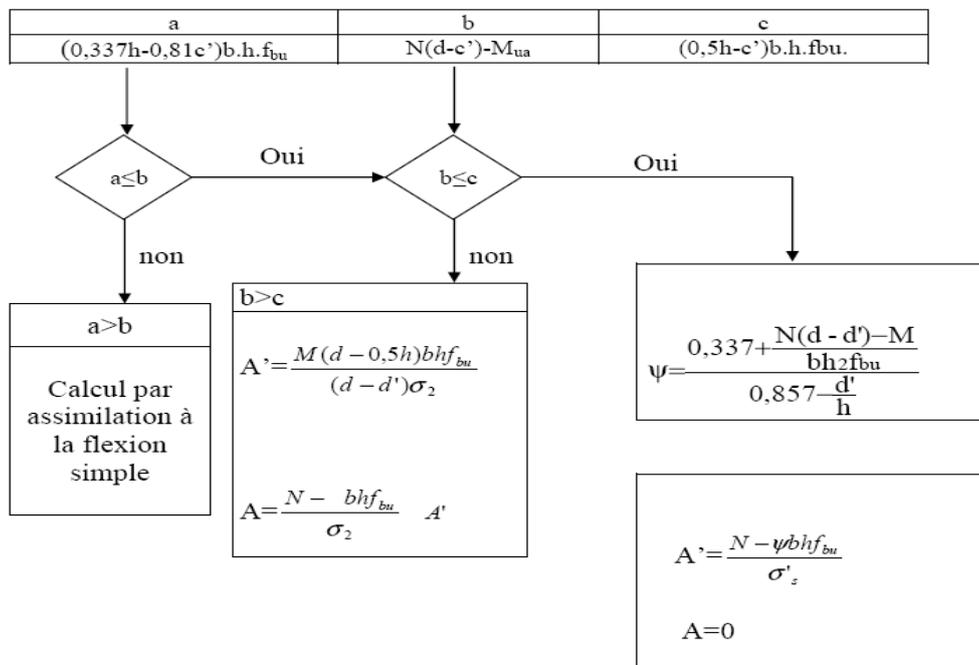
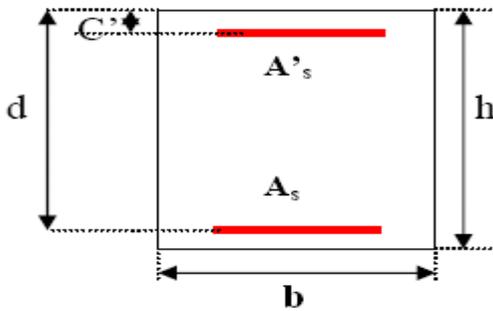
CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments résistants

$$\underbrace{N(d-c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)}$$

ELU= 1.35G+1.5Q		ELS= G+Q		G+Q+E		0.8G+E	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN.)	M _{COR} (KN ;M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)
3444.21	X=2.11	2496.79	1.56	263.87	7223.5	-4992.87	-89.21
	Y=5.76		4.12	44.52			171.42

🔧 **Tableau 39: Valeur de Combinaison de calcul**

N : effort normal ; **M** : moment fléchissant.



1.figureVI Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée

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 en adoptant une excentricité totale de calcul.

SENS X

• 1^{ère} Cas: ELU : 1.35G+1.5Q

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{2.11}{3444.21} = 0,0006126$$

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

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 0,02 \text{ m.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,0006126 + 0.02 = 0,020612 \text{ m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20.e_1}{h} \right)$$

l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 3.57 < \max (15 ; 0,309)$$

✓ **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 12,35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,8749$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi) \rightarrow e_2 = 0,00688$$

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

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0,020612 + 0,00688 = 0,027492.m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N . e = 3444.21 \times 0.027492 = 94.688 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 3444.21 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 94.688 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') . b.h.$$

$$A = (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) 0.65 \times 0.75 \times 14.2$$

$$A = 1.58144512 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corg}} + Nu \times (d - h/2)$$

$$= 94.688 \times 10^{-3} + 3444.21 \times 10^{-3} (0.72 - 0.375) = 1.28294045 \text{ MN.m}$$

$$B = 3444.21 \times 10^{-3} (0.72 - 0.03) - 1.28294045 = 1.0935649 \text{ MN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

• **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b . d^2} = \frac{1282940,45}{14,2 \times 65 \times 72^2} = 0,26812$$

$$\overline{\sigma_b} = 14,2 \text{ Mpa}, \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha))$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,39876 ; ; \beta = 0,840$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma_b} \cdot \beta \cdot d} = \frac{1282940,45}{348 \times 0,840 \times 72} = 60.91997 . \text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma_s}} = 60,91997 - \frac{3444210}{100 \times 348} = -38.05 . \text{cm}^2$$

• **2ème Cas: (G+Q±EX):**

$$M_{\text{MAX}} = 263.87 \text{ N.m} ; N_{\text{cor}} = 7223.5 \text{ KN.m}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{263.87}{7223.5} = 0,02268 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.02268 = 0.042668 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.75} (2 + 2 \times 0.8749) = 0.006869.$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.04268 + 0.006869 = 0.04955$$

$$e = 0.04955m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 7223.5 \times 0.04955 = 357.958 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 7223.5 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 357.958 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) 0.65 \times 0.75 \times 18.5$$

$$A = 2.06 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 357.958 \times 10^{-3} + 7223.5 \times 10^{-3} \left(0.72 - \frac{0.75}{2}\right) = 2.85 \text{ MN.m}$$

$$B = 7223.5 \times 10^{-3} (0.72 - 0.03) - 2.85 = 2.13 \text{ MN.m}$$

$$A < B ;$$

$$C = (0.5h - C') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$C = 3.11$$

$B < C$ donc: Donc la section est entièrement comprimée

$$\Psi = \frac{0.337 + \frac{N(-d') - M}{bh^2 f_{bu}}}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.798$$

$$= {}_1A \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{263870 - 0.798 \times 65 \times 75 \times 18.5}{400} = 0.66 \text{ cm}$$

$$A_2 = 0$$

• **3^{ème} Cas . 0.8G+E :**

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{\text{corr}} = 89.21 \text{ (KN.m)} ; N_{\text{min}} = 4992.87 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{89.21}{4992.87} = 0.01786 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.01786 = 0.03786 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.03786 + 0.006869 = 0.044729$$

$$e = 0.044729 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 4992.87 \times 0.044729 = 223.32 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 2.06 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N(d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N \times (d - h/2) = 89.21 \times 10^{-3} + 4992.87 \times 10^{-3} (0.72 - \frac{0.75}{2})$$

$$= 1.94586 \text{ MN.m}$$

$$I = 4992.87 \times 10^{-3} (0.72 - 0.03) - 0.02563 = 1.49 \text{ MN.m}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{1811750.15}{18,5 \times 65 \times 72^2} = 0,3121$$

$$\overline{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}.$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,4838; \beta = 0,806.$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{1811750.15}{400 \times 0,806 \times 72} = 83.83 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s} = 83.83 - \frac{4992870}{100 \times 400} = -40.99 \text{ cm}^2$$

VI.5.Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2,1

D'après (**RPA2003**) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.9\% (h.b) = 0.009(65 \times 75) = 43.87 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone III}$$

zone courante :

$$A_{\max} = (3 \times b \times h) / 100 = 126 \text{ cm}^2$$

zone de recouvrement :

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 292.5 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 d b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 43.87 \text{ cm}^2$$

$$(A/2) = 21.93 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA}25 + 2\text{HA}16 \Rightarrow A = 23.66 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments résistants

	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{BAEL} (cm^2)$	$A_{adopté}$
ELU	0	43.87	5.65	4HA25+2HA16 = 23.66cm ²
G+Q+E	0.66			
0.8G+E	0			

SENSE Y

Calcul des armatures

combi	e	$M_{corrigé}$	M_{ua}	A	B	A_{CAL}
ELU	0.02855	98.34	1.286592	1.58	1.089	-37.84
G+Q+E	0.2597	44.517	0.1036	2.06	0.0146	3.62
0.8G+E	0.03197	159.623	1.882	2.06	1.56	-44.60

Tableau. 40. Tableau récapitulatif des résultats

	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{BAEL} (cm^2)$
ELU	0	43.87/2=21.93	5.65
G+Q+E	3.62		
0.8G+E	0		

Tableau 41. Tableau récapitulatif des résultats

à partir des résultats précédents, nous avons constaté que la section de RPA supérieure aux deux valeurs calculé en sens x et y donc ferrailage de poteau est a partir la valeur de RPA

➤ Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage 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 : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}$

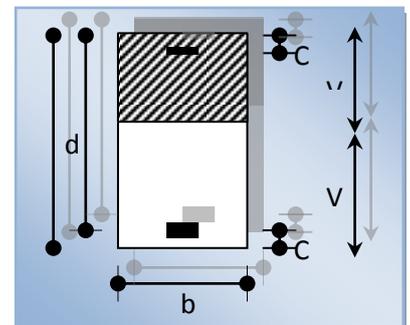
Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser}=2496.79 \text{ KN}$; $M_{ser}=1.56 \text{ KN.m}$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1560}{2496790} = 0.000624m \quad e_0 = 0.000624 < \frac{h}{6} = \frac{0.75}{6} = 0.125$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Nous avons les notions suivantes :



$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 65 \times 75 + 15(43.87) = 5533.05 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 38.03 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 75 - 38.03 = 36.97 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - c)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{75}{3} (38.03^3 + 36.97^3) + 15[23.66(38.03 - 3)^2 + 23.66(36.97 - 3)^2] = 3483337.64 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 1560 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{2496790}{100 \times 5533.05} = 4.87 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1560}{3514767.66} = 0.00044$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.87 + 0.00044 \times 38.03 = 4.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.88 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (c.v)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de ss à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.87 + 0.00044(38.03 - 3)] = 73.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.87 - 0.00044(72 - 38.03)] = 72.82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 73,28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 72,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

a) .Vérification du poteau à l'effort tranchant :BAEL91(A.5.1,212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V \text{ max} = 24,49 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{24,49 \times 10^3}{650 \times 720} = 0,052329 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,052329 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ conditions vérifiées.

b) Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2 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 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

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

$$\lambda_g = \left(\frac{2,142}{0,65} \text{ ou } \frac{2,142}{0,75} \right) \lambda_g = (3,295) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

selon (ART 7.4.2.2 RPA) ZONE III

- La zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$, en prend $S_t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10\phi) \Rightarrow (32,5, 35, 10 \times 2,5)$ en prend

$S_t = 25 \text{ cm}$

ϕ_t : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 25 cm en zone courante.

Alors :

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} St = \frac{3.75 \times 24490 \times 0.10}{75 \times 400} = 0.306 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} St = \frac{3.75 \times 24490 \times 0.16}{75 \times 400} = 0.489 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.489 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\phi 8 / A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

c) **Vérification des cadres des armatures minimales:**

• **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $St = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow 0.8 > 0.309 \geq 0.3 \Rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $St = 16 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow 0.8 > 0.48 \geq 0.3 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ **Le diamètre des armatures transversales** : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments résistants

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 75 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

Etage	Section (cm ²)	Barres	S _t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
RDC-12ème	65×75	8HA25+ 4HA16	10	15

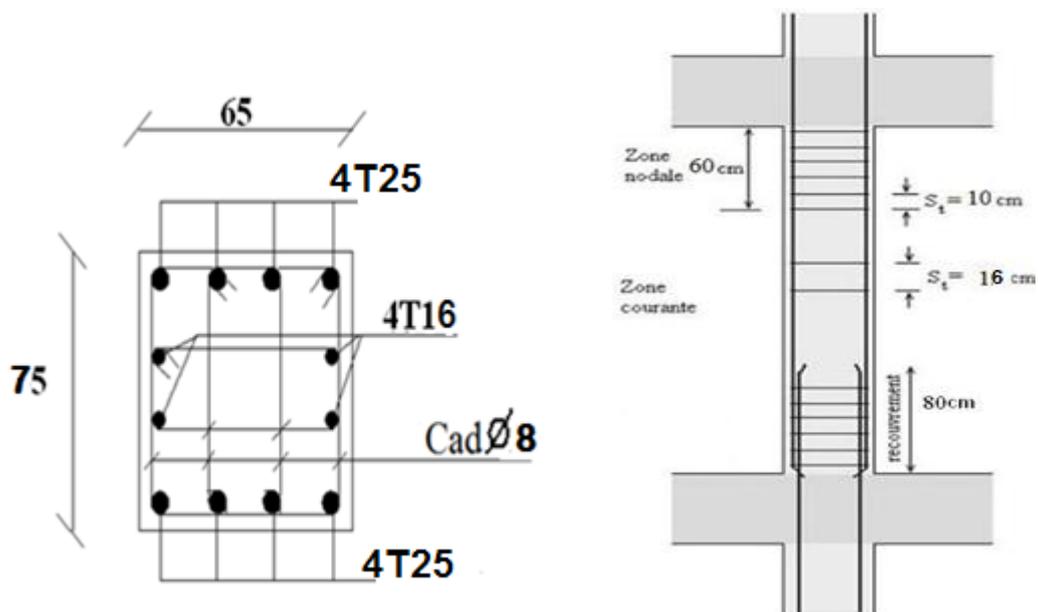


Figure VI.2.Ferrailage de poteaux (65.75)

VI.5.ferrailage des poutres

VI.5.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.5.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

E.L.U. :

$1,35 G + 1,5 Q$ en travée.

ELS :

$G+Q$ en travée

Selon le RPA 99/version 2003 :

$G+Q \pm E$ sur appuis.

$0,8G \pm E$ sur appuis.

V.5.3.Recommandations du RPA 99/version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par

les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : $50f$ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .
- Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle.

Chapitre VI: Ferrailage des éléments résistants

- Les résultats sont tirés à partir de logiciel ROBOT 2014 sous les combinaisons d'action suivants :

combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
poutre p	61.73	-134.07	45.39	--96.25	110.32	-194.49
poutre s	28.56	-40.40	20.40	-29.16	78.32	-90.96

V.5.4.Étapes de calcul des armatures longitudinales

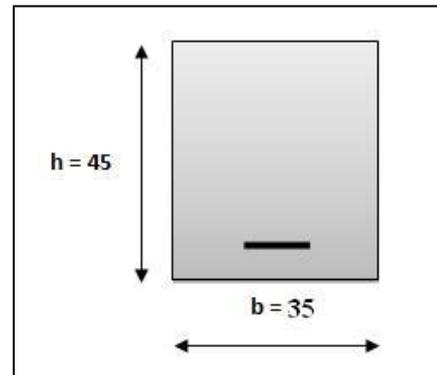
❖ Poutre principale (35x45) :

- Ferrailage longitudinal :**

-L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \Rightarrow C = 3.5 \text{ cm}$$



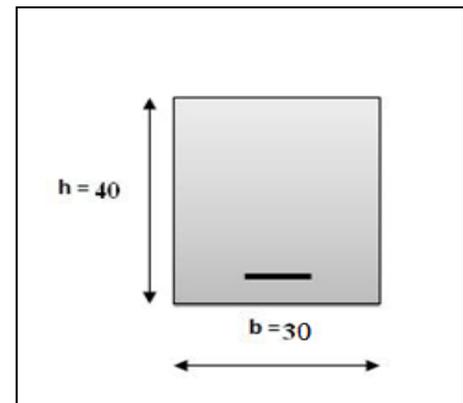
❖ La Poutre secondaire (35x40):

- Ferrailage longitudinal :**

-L'enrobage:

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$



• ELU

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , b = 35 \text{ cm} , h = 45 \text{ cm} , d = 41.5 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 , \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc 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 : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

• **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 7.87 \text{ cm}^2$

• **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante .

6 % en zone de recouvrement .

• **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

• $A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 45 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2$ **Poutre principale**

• $A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$ **Poutre secondaire**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\% . b . h$. RPA art-7.5.21

• $A_{min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 35 = 7.87 \text{ cm}^2$ **Poutre principale**

• $A_{min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$ **Poutre secondaire**

$$A_{max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b . h \dots \dots \dots \text{en zone courante} \\ 6\% b . h \dots \dots \dots \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

▪ $A_{min}^{BAEL} > 0.23 \times 35 \times 41.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.75 \text{ cm}^2$ **Poutre principale**

▪ $A_{min}^{BAEL} > 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$ **Poutre secondaire**

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPa})$$

VI.5.5.Calcul des armatures

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	σ_b	σ_s
Poutre principale	45	35	41.5	14,2	348
Poutre Secondaire	40	30	37	14,2	348

En travée

❖ **Combinaisons: 1.35G+1.5Q**

E.U.L.:

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{travée}(cm^2)$
Poutre P	61730	0.0721	0,392	0,0936	0,9625	4.44
Poutre S	28560	0.0489	0.392	0.0628	0.9748	2.27

E.L.S.:

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

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	–
Poutre P	0,0936	61730	45390	1.36	0.359	Condition Vérifier
Poutre s	0.0628	28560	20400	1.4	0.45	Condition Vérifier

Niveau	$A_{travée}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A^{BAEL}(cm^2)$	$A_{max}^{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
Poutre P	4.44	1,57	1,75	$7.87/2=3.9$ 3	4.44	3HA14=4,62cm ²
Poutre s	2.27	1.2	1.34	6/2=3	3	3HA12=3.39

🚩 **Tableau 32 :Tableau récapitulatif**

Sur Appuis :

❖ **La combinaison : G+Q+Ex :**

Nappe supérieure :

–	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{appui}(cm^2)$
Poutre P	194490	0,227	0,392	0,3267	0,869	15.4cm²
Poutre s	90960	0.15596	0.392	0.21313	0.9147	7.7cm²

Chapitre VI: Ferrailage des éléments résistants

❖ La combinaison : 0.8G+Ex :

–	M _u (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{appui} (cm ²)
Poutre P	154540	0,1805	0,392	0,2508	0,899	11.90cm²
Poutre s	80530	0.13808	0.392	0.1865	0.925	6.76cm²

	A _{appui} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Poutre p	15.4	1,57	1,75	7.87	15.4	3HA16+3HA20 =15.45
	11.9					
Poutre S	7.7	1.2	1.34	6	7.7	5HA14=7.7
	6.76					

✚ **Tableau 43 :Tableau récapitulatif**

- **Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**

→ **Les Poutres Principales :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.147 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00553 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

→ **Les Poutres Secondaires :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1307 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{35 \times 37} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

- **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

→ **Les poutres Principales :**

$$T_u^{\max} = 262.40 \text{KN.}$$

$$\tau_{u_{\max}} = \frac{262400}{350 \times 415} = 1.80 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.80\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

→ **Les Poutres Secondaires :**

$$T_u^{\max} = 229.81\text{KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{229810}{300 \times 370} = 2.07\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa} \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 2.07\text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

❖ **Les Armatures Transversales :**

→ **Les Poutres Principales :**

-En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 10\text{cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (37.35\text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = 0.525\text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05\text{cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4\Phi 8 = 2.01$$

→ **Les Poutres Secondaires:**

-En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 10\text{cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$S_t \leq \min (33.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit: $4\Phi 8 = 2.01$

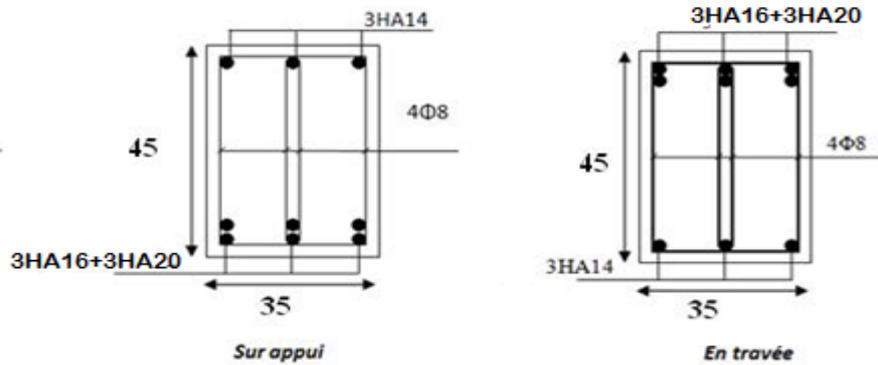


Figure VI.3. Ferrailage : Poutre principale (35x45)

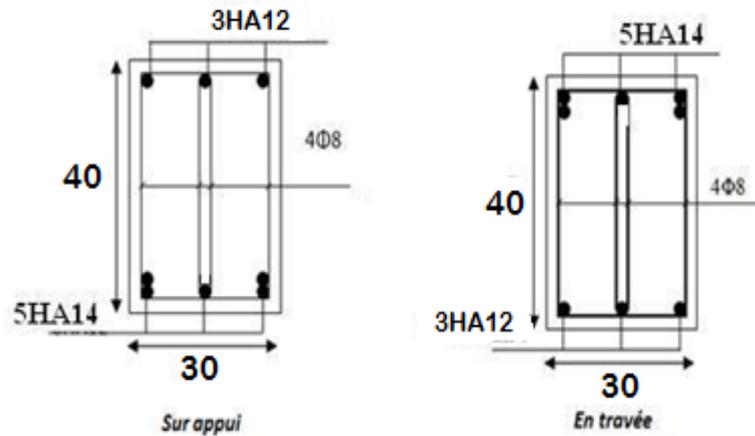


Figure VI.4. Ferrailage poutre secondaire(30x40)

VI.6.Ferrailage des voiles

VI.6.1.Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

VI.6.2.Voiles pleins

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

V.6.3.Types d'armatures :

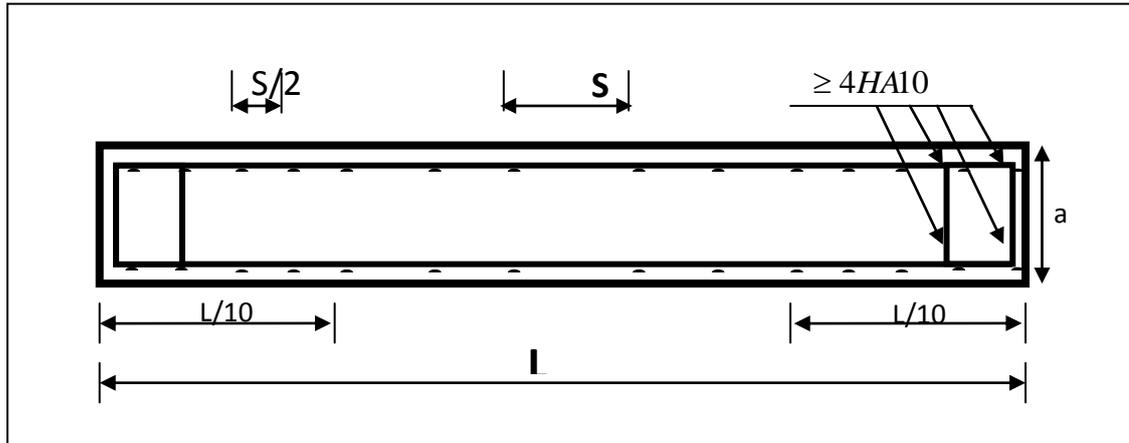
3.1.Aciers verticaux

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.



3.2. Aciers horizontaux

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.6.4. 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.
- $S \leq 30$ 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 :

- $\phi_t = 6$ mm lorsque $\phi_v \leq 20$ mm.
- $\phi_t = 8$ mm lorsque $\phi_v > 20$ mm.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (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.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_e, 2L'/3)$$

Où L' est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera **la méthode des contraintes**.

Le schéma suivant Figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure.

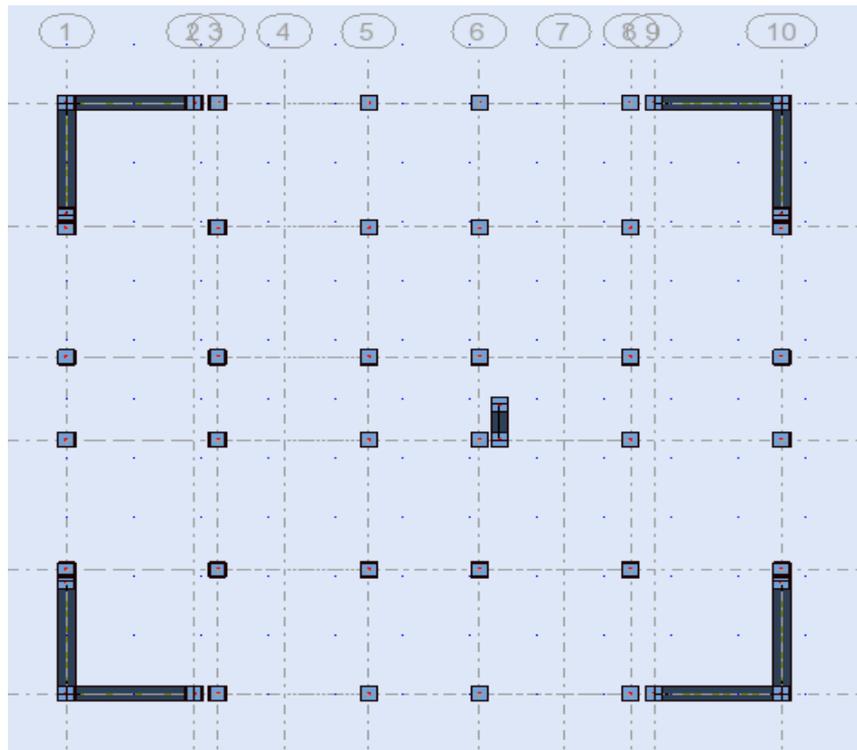


Figure VI.5: Disposition des voiles

VI.6.5. Calcul de la section d'armature :

V.3.3.1. Ferrailage vertical:

➤ **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

Etapas de calcul :

Détermination de la nature de la section :

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment a l'effort normal : $e = \frac{M}{N}$

Calcul des sections suivant leurs natures :

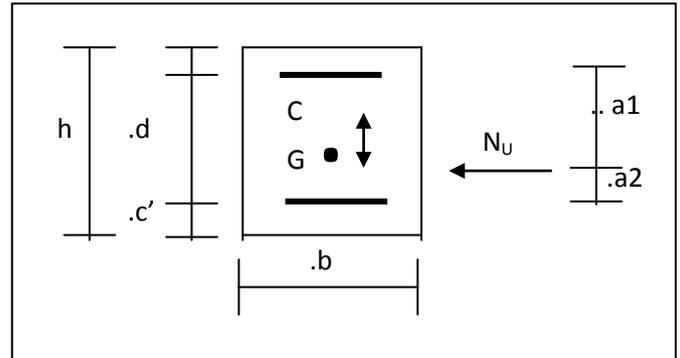
✓ **Section entièrement tendue :**

On peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- **N** : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- **C** : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A_2' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \qquad A_1 = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

;

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

* **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée si :

- **N** : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par :
$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A' \quad \text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A < (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par : $A=0$;
$$A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

✓ **section partiellement comprimée :**

la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left. \begin{aligned} \text{➤ } \sigma_1 &= \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \text{➤ } \sigma_2 &= \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

❖ 1^{ère} cas (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 (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

Niveau	-	N (KN)	M(KN.m)	T(KN)	e=M/N (m)
RDC (0,2×3,8×3,06)	G+Q+E	1284.46	4385.36	2088.65	3.41

$h = 3.15\text{m}$; $c = 3\text{ cm}$

$d = h - c = 3,12\text{m}$; $e = 0,2\text{m}$

V.3.3.2.Armatures verticales :

$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$

$A = (0.337 \times 3.15 - 0.81 \times 0.03) \cdot 3.15 \times 0.2 \times 18,5$

$A = 12.089\text{MN.m} = 12089.14$

$B = N_u (d - c') - M_{ua}$

$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 4385.36 + 1284.46(3,12 - 1,9) = 8770.72\text{ KN.m}$

$B = 1284.46 (3,12 - 0,02) - 8770.72 = -4788.89\text{KN.m}$

A>B ⇒ donc la section est partiellement comprimée.

a) Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{H} = \frac{20 \times 0,2}{3,06} = 1,307$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{3,15} = 0,68$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,68 < 15 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

b) Calcul de ferrailage :

- **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_A = N \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 1284,46(3,41 + 3,12 - 1,575) = 6364,49 \text{ KNm}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6364,49 \times 10^3}{18,5 \times 20 \times 312^2} = 0,243 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 0,243$$

$$\beta = 0,902$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

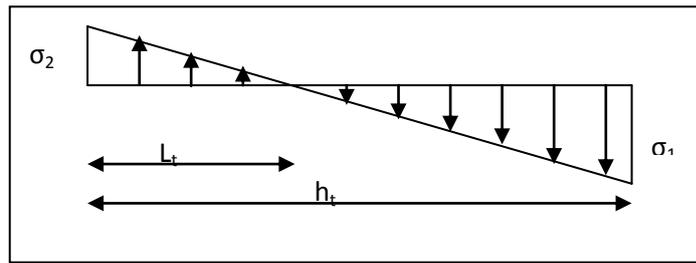
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma \cdot \beta \cdot d} = \frac{6364490}{400 \times 0,930 \times 312} = 56,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures à la flexion composée :** (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 56,5 - \frac{1284,46 \times 10^3}{100 \times 400} = 24,38 \text{ cm}^2$$

❖ **L'armature verticale minimale :**

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1284.46 \times 10^3}{200 \times 3150} + \frac{6 \times 4385.36 \times 10^6}{200 \times (3150)^2} = 15.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1284.46 \times 10^3}{200 \times 3150} - \frac{6 \times 4385.36 \times 10^6}{200 \times (3150)^2} = -11.22 \text{ MPa}$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3,12 \times \frac{11.22}{15.2 + 11.22} = 1.32 \text{ m}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ;$$

Alors $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 5.29 \text{ cm}^2$

Niveau	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC V(0,2×3.15×3,06)	24.38	5.29

❖ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

Donc on prend :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 315 = 9.45 \text{ cm}^2$$

* Dans la zone tendue : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend $A = 24.38 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 0.51 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (51) = 1.02 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_c = \mathbf{8T6} = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2}$

$$A_{\text{tot}} = A_{\text{tendu}} + A_c \geq A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 24.38 + 1.02 = 25.38 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^g = 9.45 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI: Ferrailage des éléments résistants

$$A^t_{\text{nappe 1}} = A^t_{\text{nappe 2}} = \frac{A_{ad}}{2} = 12.17 \text{ cm}^2$$

Niveau	A_{tendue} (cm^2)	A_c (cm^2)	A_{min}^g (cm^2)	condition	A_{adopt}
RDC V(0,2×3 .8×3,06)	24.38/2= 12.17	2,26	9,45	Vérifiée	6T12+8T10= 13.07

e) L'espaceur:

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5a ; 30\text{cm}) = \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = \min(30 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S=30\text{cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min\left(\frac{1.5A}{2}; \frac{30}{2}\right) \Rightarrow D=10$$

On prendre : $D=10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport **RPA99** .

f) Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile .

b_0 : Epaisseur du voile .

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute .

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{2.08865}{0.2 \times 0.9 \times 3.12} = 5 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.3.4. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur. **Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\text{min}}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\phi 6 = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

V.3.5. Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

-Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$

- La vérifications se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1284.46 \times 10^3}{200 \times 3150} + \frac{6 \times 4385.36 \times 10^6}{200 \times (3150)^2} = 15.29 \text{ MPa} < 18.5 \text{ MPa}$$

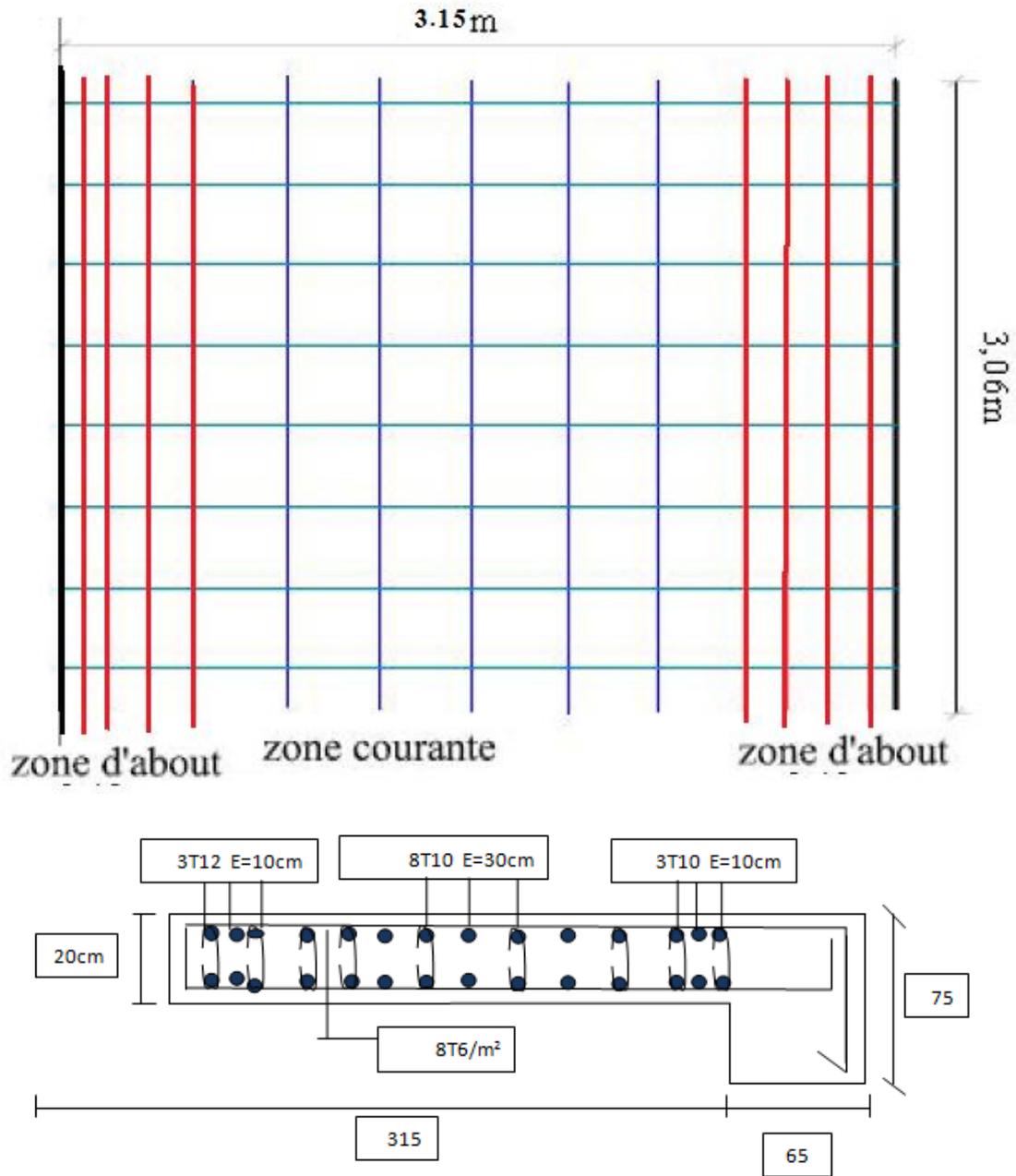


Figure.VI.6.Schéma de ferrailage des voiles.

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

VII.1.Présentation du rapport d'étude de sol

VII.1.1.Etude géotechnique :

VII.1.1.1.Objet : Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol :

(Bâtiment usage d'administratif dans la wilaya : Alger)

-Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet cité en objet sont :

*contrainte admissible : $Q=1.7$ bars pour l'ensemble du site.

*Le sol est classé selon le RPA version 2003 en catégorie S3 (sol meuble).

*ancrage des fondations : $D = 4.2m$

*type des fondations : Radier général.

- Au – dessous les sondages ont traversé une alternance irrégulière de termes lithologiques suivants :

1- sables fins à moyens + graviers et galets.

2- sables moyens à grossiers + graviers et blocs.

3- Conglomérats souvent à matrice marneuse.

4- Marne beige rosâtre souvent très calcaire.

La corrélation entre les colonnes lithologiques dénote un sous – sol hétérogène en plan et profondeur. Les termes lithologiques pulvérulents sont prépondérants. Les formations cohérentes représentées par les marnes font des apparitions rapides.

La nature géologique des sols en question ainsi que leur agencement dans l'espace présentent un profil d'une bonne assise de fondation

VII.1.2.Caractérisation en laboratoire :

-Les échantillons de sol prélevés : des sondages ont été soumis aux

Essais physiques- Essais mécaniques – Analyses chimiques

VII.1.2.1.Essais physiques :

Les valeurs des caractéristiques physiques obtenues sont les suivantes :

❖ Identification :

* densité sèche γ_d : $1.62 < \gamma_d < 1.65$

* densité humide γ_h : $1.99 < \gamma_h < 2.04$

*teneur en eau w % : $20.84 < w < 24.57$

* degré de saturation S_r % : $88.05 < S_r < 104.79$

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

Les sols rencontrés sont dans un état mouillé à détrempe et se caractérisent par des densités élevées.

❖ Analyses granulométriques :

- Nous avons réalisé une série d'analyses granulométriques sur des échantillons prélevés de plusieurs sondages et à des niveaux différents.

- Les résultats de ces analyses sont traduits graphiquement par des courbes.

- Les allures de ces courbes reflètent les différents matériaux des sols en place et sont en accord avec les coupes lithologiques des sondages. Il s'agit essentiellement de sables grossiers et de conglomérats.

❖ Essai de limites d'atterberg :

* limite de plasticité. LP(%) 34.1 <LP< 36.03

* limite de liquidité. LL(%) 66.47 <LL< 66.7

* indice de plasticité. IP(%) 30.67 <IP< 32.37

- D'après l'abaque de plasticité les sols en question sont considérés comme sols limoneux très plastique.

VII.1.2.2. Essais mécaniques :

❖ Essai de cisaillement UU :

- Pour la détermination des valeurs des caractéristiques mécaniques, nous avons pu réaliser un essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type « UU » (non consolidé, non drainé).

- Les résultats obtenus sont :

- Angle de frottement interne φ° : $\varphi = 27.68^\circ$

- Cohésion c (bar) : c = 0.5

❖ Essai de compressibilité à l'odomètre :

- Pour l'évaluation des déformations sous les contraintes appliquées, nous avons réalisé des essais de compressibilité à l'odomètre, qui ont montré que les sols en question sont :

- Sur consolidés p_c (bar) : $p_c = 3.99$

- Moyennement compressibles $C_c\%$: $C_c = 17.27$

- Gonflement $C_g\%$ $C_g = 2.78$

❖ Essai spécial de gonflement :

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

-Les essais de compressibilité œnométriques effectués sur l'échantillon, montrent que le sol est sur consolidées , moyennement compressibles avec ($C_c=17.27$) ont indiqué que les sols en question sont **non gonflants**.

VII.1.2.3. Analyses chimiques :

Les échantillons prélevés des sondages soumis à des analyses ont montré que les sols de fondation sont d'agressivité **moyenne à forte** envers les bétons.

sondage	Profondeur m	Sulfates % so^4	Carbonat es% $Caco_3$	Agressivité
S.01	2.10-2.50	4.55	15.58	Environnement est forte agressivité chimique
S.02	5.20-5.60	2.11	22.55	
S.03	7.00-7.5	2.34	24.62	

VII.1.3.type de fondations préconise :

Au regard des résultats obtenus des travaux et essais in situ, nous optons comme solution d'assise :

Des fondations superficielles type **radier général** ancrées à **4.2m** à partir niveau actuel du terrain naturel avec une contrainte de sol de **1.70 bars**.

-Les tassements absolus sous la contrainte recommandée de 1.70 bars sont notés sur le tableau ci – dessous.

❖ Radier général :

sondage	S2
Tassements (cm)	1.42

Les tassements absolus ont été déterminés par la formule suivante :

$$\Delta h = h \cdot \frac{\Delta e}{(1+e_0)} \quad \Delta h : \text{tassement.}$$

Avec : $\Delta e = e_0 - e_f$

e_f : indice des vides final

e_0 : indice des vides initial

h: hauteur de la couche tassant.

VII.1.4. Conclusion :

A la lumière des résultats obtenus des travaux et essais in situ, des travaux de laboratoire ainsi que le calcul relatif aux fondations, nous pouvons faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- Des fondations superficielles de type **radier général** ancré à **4.50m** à partir niveau du terrain naturel avec une contrainte de sol de **1.70 bars**.
- Le sol n'a pas une tendance au gonflement.
- Le sol a une agressivité forte dont le taux de sulfates dépasse 0.4% .il ya lieu de prendre des dispositions de protection vis à vis du béton de l'infrastructure.
- Le sol contient du taux élevé de contraintes (40%) donc il y risque de dissolution du sol en présence d'eau.
- L'infiltration des eaux provoque le phénomène de dissolution des carbonates et par la même provoquent des tassements excessifs.
- **Pour cela nous recommandons des systèmes d'alimentation et d'évacuation des eaux très étanches et bien étudiés.**
- Les pourtours de l'ensemble des bâtiments en contact des sols devront être étanches

VII.2. Etude de fondation

VII.2.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

VII.2.2. 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...)

VII.2.3. Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VII.2.4. Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification

VII.2.5. Facteurs de choix du type de fondations :

- - La nature de l'ouvrage à fonder : pont, habitation, industriel, soutènement,....
- - La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

- - Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- - La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- - Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- - Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

VII.2.5.1. Présentation de rapport de sol :

- le bâtiment est à usage administratif implanté dans la wilaya d'alger
- les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :
- -contrainte admissible : $\sigma_{sol}=1,70$ bars pour l'ensemble du site.
- -type de sol : **Sable fin limoneux** classé dans la catégorie s3 selon le RPA 2003 (site meuble).
- -ancrage des fondations : $d = 3,98$ m

nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(s_s / s_b < 50\%)$$

- la surface de la semelle est donnée par :

$$S_{Totale} \geq \frac{N_{Total}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec } N_{Total} = N_G + N_Q = 81132.11 \text{KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow S_{Totale} = 477.24 \text{m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 20.3 \times 21.6 = 438.48 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 250.8 = 125.4 \text{ m}^2$$

$$S_s = 477.24 \text{m}^2 > 0.5 S_b = 125.4 \text{ m}^2$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VII.2 .5.2.Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

- Selon la condition forfaitaire :

- *Sous poteaux :*

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{450}{20} = 22.5cm$$

- *La nervure :*

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{450}{10} = 45cm$$

➤ Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.5 \text{ m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4,5^4}{3,2 \times 10^6 \times 3,14^4}} \Rightarrow h \geq 0,6325 \text{ m}$$

• Conclusion_:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (63,23 \text{ cm} , 25 \text{ cm} , 45\text{cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- **On prend : $h_r = 80\text{cm}$.**

VII.2.5.3.Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N_{ser} = G + Q = 81132.11\text{KN}$$

$$= Q \ 1.5 + G \ 1.35 = Nu111507,41$$

$$\sigma S = 1.7 \text{ bars} = 170 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow S_{rad} = 81132.11 / 170 \times 1.5 = 318.16 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 438.48 \text{ m}^2 > S_{rad} = 318.16 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier ,

On ajoute un débordement (D) .

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (21.6 m)

L_y: largeur en plan (20,3 m)

VII.2.5.4.Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 70\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm})$.

On prend :

D = 0,5 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 318.16 + 0,5 \times 2(21,6 + 20.3) = \mathbf{360,06 \text{ m}^2}.$$

Remarque:

pour des raison d' économie on vas choisir :

$$h_{\text{ dalle}} = 45 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{ Nervure}} = 70 \text{ cm} \quad ; \quad b = 65\text{cm}$$

❖ Vérification au poinçonnement:

a-vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ; N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas **le poteau** le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **4404.46KN**

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 4404.46 / 3,150 = 1398.24\text{KN/ml}$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(65+75+2 \times 70) = 560$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 5600 \times 700 \times 25 \times 10^{-3} / (1,5) = 2940$$

$$N_u = 1398.24 \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 2940 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier).}$$

b-vérification pour les voiles

il faut vérifier que

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ; N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 4404.11 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(3,15 + 20 + 2 \times 70) = 950$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 5040 \text{ KN}$$

$$N_u = 1398.24 \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 5040 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier).}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier:

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifié : } \sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G$$

N : effort normal du aux charges verticales

Donc :

$$N_T = N_G = 81132.11 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{81132.11}{360.06} = 225.32 \leq 1.5 \bar{\sigma}_{sol} = 255 / m^2 \rightarrow \text{(condition vérifier)}$$

b .Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 3.987 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 360.06 \text{ m}^2$).

- $W = N_T = 81132.11 \text{ KN}$

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 21533.38$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$81132.11 \geq 21533.38 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

❖ -Caractéristiques géométriques :

a. **Centre de gravité des masses du radier (infrastructure)** : Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 0.76 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 10.03 \text{ m}$$

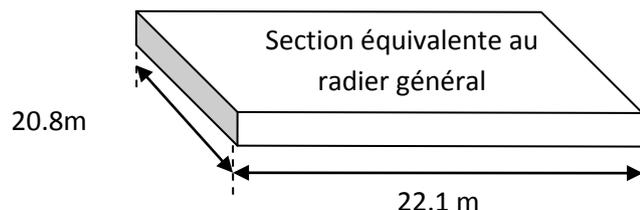
VII.2.5.5. Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 18709.35 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 16572.99 \text{ m}^4$$

$$a \times b = 459.68 \text{ m}^2 \text{ donc:}$$

$$a = 20.8 \text{ m. et } b = 22.1 \text{ m}$$



➤ Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{total} = 54350,71 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_x = 275330,24 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_y = 260903,31 \text{ KN.m}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	54350,71	54350,71
M (T.m)	275330,24	260903,31
e (m)	5,06	4,8
L / 4 (m)	5,4	5,07
Condition	vérifiée	Vérifiée

Tableau 44 : Résultats de calcul de la stabilité du radier

Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y_G$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

$$N = 81132,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{x-x} = 275330,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{y-y} = 260903,31 \text{ KN.m}$$

$$S_{radier} = 360,06 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 18709,35 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 16572,99 \text{ m}^4$$

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

$X_G = 0.76$ m

$Y_G = 10.03$ m

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (KN)	81132.11	81132.11
M (KN.m)	275330,24	260903,31
σ_{\max} (KN/m)	236.51	237.29
σ_{\min} (KN/m ²)	77.72	67.43
σ_m (KN/m ²)	196.81	194.82

VI.2.6.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour

- cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de **POISSON** et du rapport :

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

VII.2.6.1.Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

- Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Tel que : $\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU)

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

Si le panneau intermédiaire :

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

Sur appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$$

Si le panneau de rive :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

Sur appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$$

ELU :	ELS :
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$S_{rad} = 360.06 m^2$	$S_{rad} = 360.06 m^2$
$q_u = 309.69 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 225.32 \text{ KN/m}^2$

Tableau45: Calcul des moments fléchissant

Le plus grand panneau est le panneau du 4,50×4,40

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u = 309.69 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4,4/4,5 = 0.97 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0393$$

$$\mu_y = 0,934$$

- **donc les moments sont:**

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0393 \times 309.69 \times 4,4^2 = 235.62 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.934 \times 235.62 = 220.07 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{lx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{lx} = 0.75 \times 235.62 = 176.72 \text{ KNm/ml.}$$

$$M_{ly} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ly} = 0,75 \times 220.07 = 165.05 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0,5 \times 235.62 = 117.81 \text{ KN.m/ml.}$$

VII.2.6.2. Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$

$$d_x = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 45 - 5 - 4.5/2 = 37.75 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 34.5 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	117.81	176.72	117.81	165.72
As (cm²/ml)	9.24	14.09	10.17	14.55
As min (cm²/ml)	4.55	4.55	4.55	4.55
Choix des barres	8HA14	8HA16	8HA14	8HA16
As Choix (cm²/ml)	12.32	16.08	12.32	16.08
Espacement (cm)	12	12	12	12

Tableau 46: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier - ELU

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 225.32 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 4.4/4.5 = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0467$$

$$\mu_y = 0.954$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0467 \times 155.79 \times 4.4^2 = 203.71 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0.954 \times 203.71 = 194.34 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 203.71 = 152.78 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 194.34 = 145.75 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \Rightarrow 0.5 \times 203.71 = 101.85 \text{ KN.m/ml.}$$



	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	101.85	152.78	101.85	145.75
As (cm²/ml)	7.95	12.10	8.75	14.05
As min (cm²/ml)	4.55	4.55	4.55	4.55
Choix des barres	8HA14	8HA16	8HA14	8HA16
As Choix (cm²/ml)	12.32	16.08	12.32	16.08
Espacement (cm)	12	12	12	12

Tableau 47: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier - ELS

❖ Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{309.69 \times 4,5 \times 4,4}{2 \times 4,5 + 4,4} = 154.845 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{154.845 \times 10^3}{1000 \times 377.5} = 0,41 \text{ MPa}$$

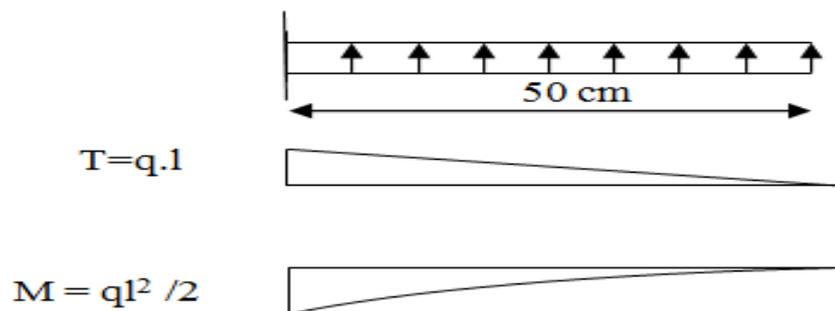
$$\tau = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VII.2.6..3étude du débord du radier :



Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50 cm, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de 1m.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q_u KN/m ²	q_s KN/m
100	45	37.75	50	309.69	225.32

❖ l'ELU :

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 = 77.42 \text{ KN.m}$$

M_u (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$
77.42	0.038	0.048	0.980	4.61	6.01

Tableau 48: Ferrailage du débord du radier.

❖ l'ELS

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot l^2 / 2 = 56.33 \text{ KN.m}$$

M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$
56.33	3.34	4.34

Donc $A_s = \max(A_{s_u}, A_{s_{ser}}, A_{s_{min}})$.

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

$A_s = 6.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisit armatures longitudinales **6HA12 /ml = 6.79cm²** avec un espacement **16cm**.

❖ **Armatures transversales : 6.79/4=1.69 cm²**

Donc on choisit **4HA8 = 2.01cm²** avec un espacement 25cm

❖ - **Vérification au cisaillement :**

$$\tau \leq \tau = 0.05.f_c28$$

$$\tau u = V / b0.d$$

$$Vu = qu \times l / 2 = 309690 \times 0.5 / 2 = 76672.5 \text{ N}$$

$$\tau u = 76672.5 / 1000 \times 377.5 = 0.20 \text{ MPA}$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

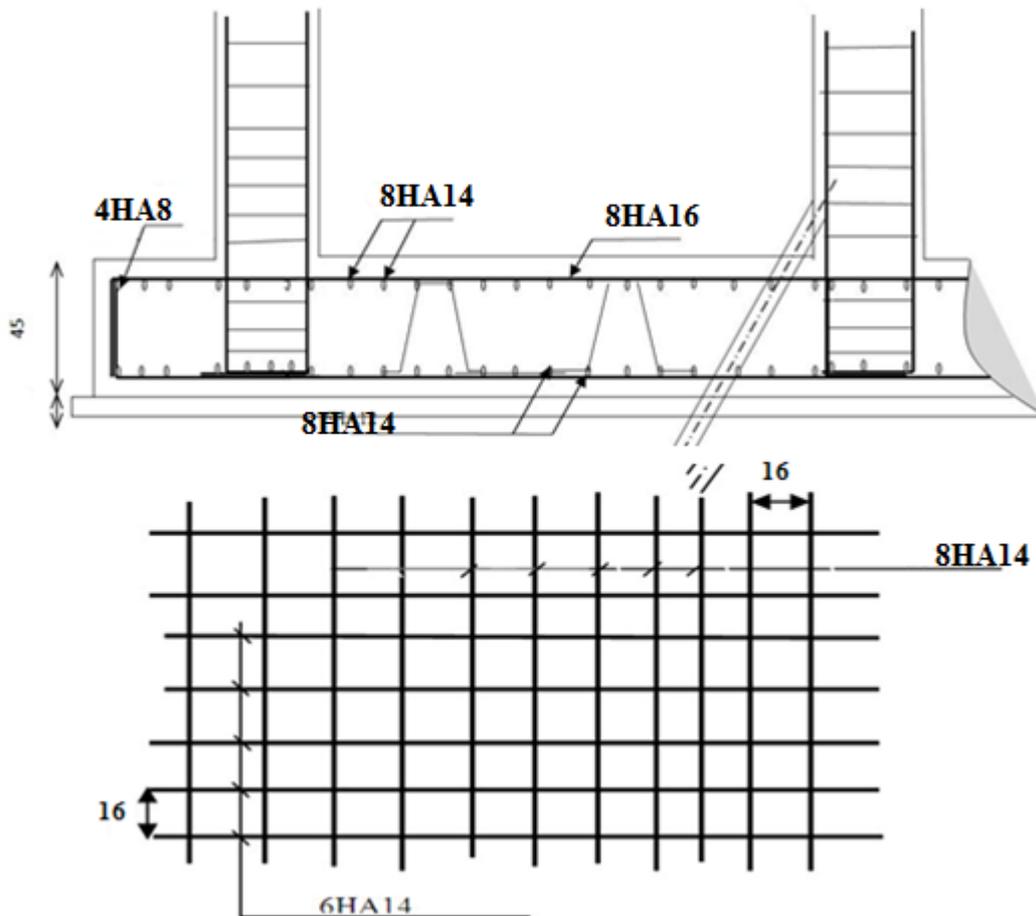


Figure.VII.1: Ferrailage de la Dalle du Radier

VII.2.7-Etude de nervure :

VII.2.7.1.Les sollicitations sur les nervures :

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimensions: $b \times h = 45 \times 70 \text{ cm}$

Simplement appuyées

- **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a $\rho = 0,954 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$q_u = 309.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 225.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2014 Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

- **Sens (x-x)**

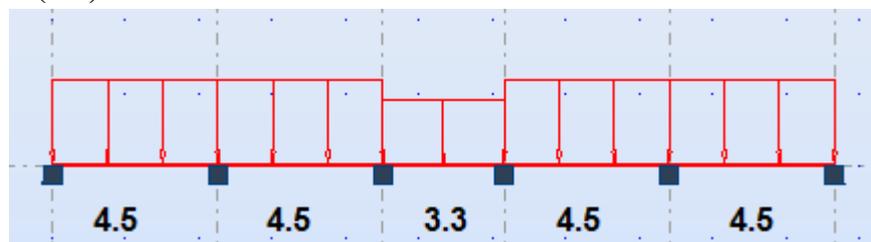


Figure VII.2. Schéma statique de la nervure sens (x-x)

- **ELU**

Travée	4,5m	4,5m	3.3m	4,5m	4.5m
La charge P (KN/m)	340.13	340.13	355.49	340.13	340.13

Tableau 49 : les charges appliqué sur la nervure sens x-x

- **ELS**

Travée	4,4m	4,5m	3.3m	4,5m	4.4m
La charge P (KN/m)	249.59	249.59	185.88	249.59	249.59

Tableau 50 : les charges appliqué sur la nervure sens x-x

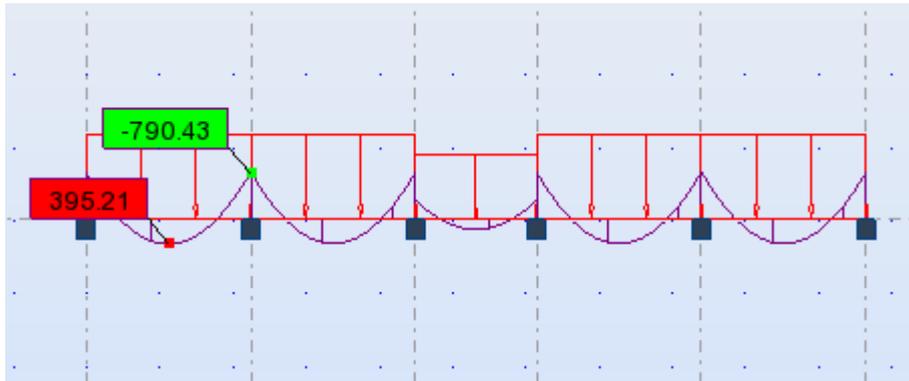


Figure VII.3. : Schéma statique des moments dans la nervure à l'ELU



Figure VII.4. Diagramme des efforts tranchant

❖ ELS

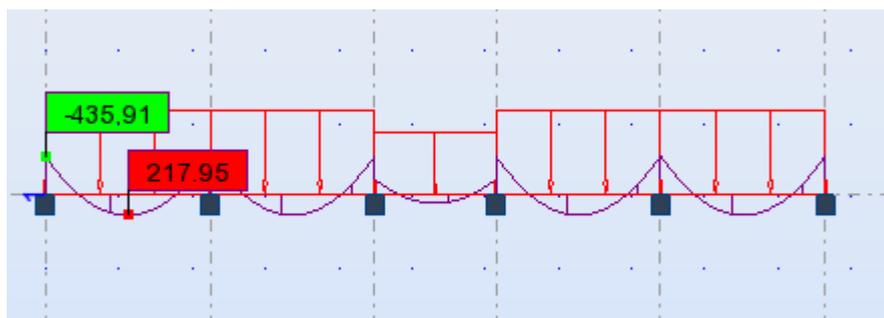
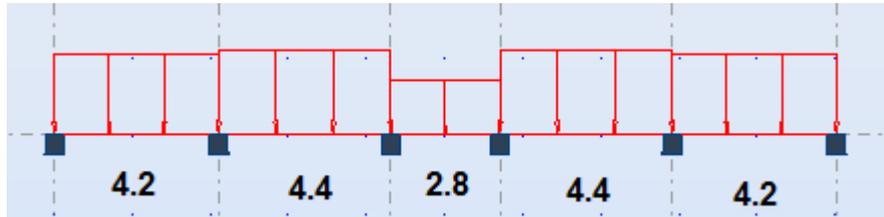


Figure.VII.5 : Schéma statique des moments dans la nervure à l'ELS



Figure.VII.6. Diagramme des efforts tranchant

✚ Sens Y-Y :



FigureVII.7.Schéma statique de la nervure sens (y-y)

✚ ELU

Travée	4,2m	4,4m	2.8m	4,4m	4.2m
La charge P (KN/m)	325.17	340.65	216.78	240.65	325.17

Tableau 51 : les charges appliqué sur la nervure sens y-y

✚ ELS

Travée	4.2m	4.4m	2.8m	4.4m	4.2m
La charge P (kn/m)	236.58	247.85	157.72	247.85	236.58

Tableau 52 : les charges appliqué sur la nervure sens y-y

❖ E.L.U



Figure VII.8:Schéma statique des moments dans la nervure a l'ELU



Figure.VII.9.Diagramme des efforts tranchant

ELS

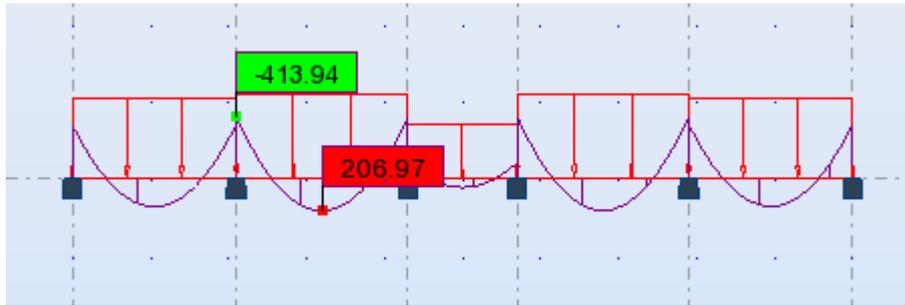


Figure.VII.10: Schéma statique des moments dans la nervure à l'ELS



Figure.VII.11.Diagramme des efforts tranchant

VI.2.7.2. Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{70}{10} = 7$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{7}{2} = 4.5$$

- Alors on adopte $c = 5 \text{ cm}$.

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Sens (x-x)**

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

ELU

Elément	M(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	A_{calc} (cm ²)
Appuis	790430	65	0,293	0.392	0,445	0,821	42.52
Travée	395210	65	0,146	0.392	0,198	0,920	18.98

Tableau53 : récapitulatif des résultats :

Sens (y-y)

Elément	M(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	A_{calc} (cm ²)
Appuis	765820	65	0,283	0.392	0,427	0,828	40.84
Travée	378410	65	0,140	0.392	0,189	0,924	18.10

Tableau54 : récapitulatif des résultats

➤ Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1).

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_l}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 45 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 3.53 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4).

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 45 \times 70 = 3.15 \text{ cm}^2$$

- **-section minimale de RPA :**

Sens X-X : ARPA = 0.5% b.h = 15.75cm²

Sens y-y : ARPA = 0.5% b.h = 15.75cm²

❖ Sens X-X

Elément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Appuis	42.52	21.14	3.53	3.15	15.75	58.99	6HA32 =48.25cm ²
Travée	18.98	10.05	3.53	3.15	5.75	27.10	3HA20+3HA25 24.15cm ²

*

Tableau55: Ferrailage des nervures X-X

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

❖ Sens Y-Y

Élément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Appuis	40.84	21.96	3.53	3.15	15.75	62.24	6HA32 =48.25cm ²
Travée	18.10	9.53	3.53	3.15	15.75	25.78	3HA20+3HA25 24.15cm ²

* **Tableau56** :Ferrailage des nervures Y-Y

❖ État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1) :

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

➤ Sens X-X:

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{70}{490} = 0.14 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$\frac{70}{450} = 0,155 > \frac{0.75M_o}{10M_o} = 0.075 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \quad -$$

$$\text{Sens (x-x)} : \frac{24.15}{65 \times 45} = 0,0082 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$- \text{ Sens (y-y)} : \frac{24.15}{65 \times 45} = 0,0082 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

➤ Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\bar{\tau}_u = \frac{v}{b \times d} \quad V = \frac{qu \times l}{2}$$

- **Sens (x-x)**

$$\bar{\tau}_u = \frac{1053910}{650 \times 650} = 2.38MPa$$

- **Sens (y-y)**

CHAPITRE VII : étude de l'infrastructure

$$\bar{\tau}_u = \frac{1032030}{650 \times 650} = 2.32 MPa$$

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{(condition vérifier)}$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{20; 20 ; 10 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8mm$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (17.5 ; 24; 30 cm)$$

$$S_t = 10cm$$

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S'_t \leq 35cm$

$$S'_t = 15 cm$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 140cm .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 45 \times \frac{15}{235} = 1,148$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{e28})}{0.8f_e} .$$

Sens (xx)

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{45 \times 15 \times (2.38 - 0,3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 6.28 cm^2$$

Sens (yy)

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{45 \times 15 \times (2.32 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 6.06 \text{ cm}^2$$

RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 45 = 2.25 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL} , A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 6.28 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 4\phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2 .$$

Sens X-X

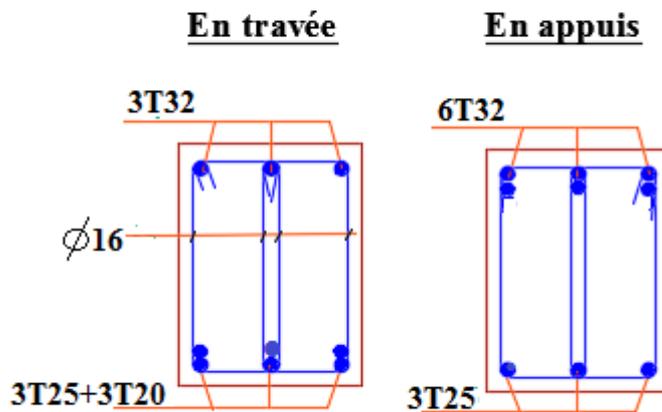


Figure.VII.12. des nervures (sens x-x).

Sens Y-Y:

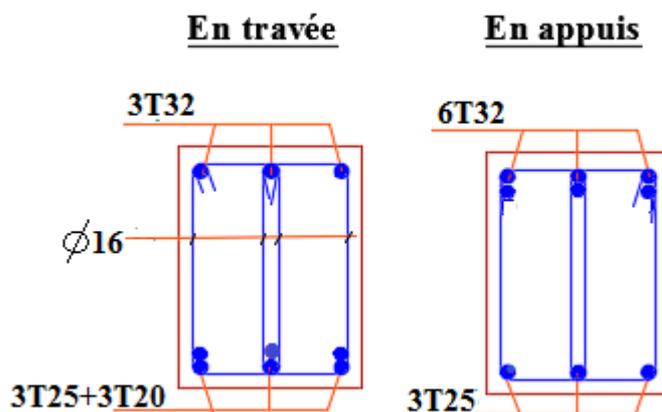


Figure VII.12. des nervures (sens Y-Y).

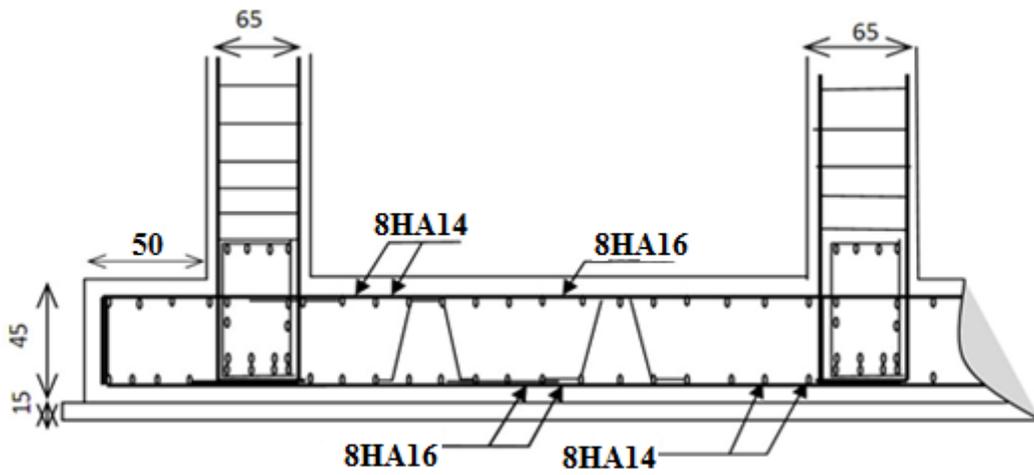


Figure.VII.13 : Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures

Chapitre VIII :

Commentaires et conclusions

Chapitre : VIII : Commentaires et conclusions :

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur afin de analyser et d'étudier un projet de bâtiment réel.

Durant ce projet, nous avons pu faire l'analyse d'une structure existante et proposer une variante. On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers donnent des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même

BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements :

-  RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
-  BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-pierre Mogin)
-  CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)
-  Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)

Livres :

-  Le projet de béton armé (Henry Thonier, édition 1995)

Calcul des structures en béton armé ()

Cours :

-  Résistance des matériaux de 2ème, 3ème et 4ème année (ENTP)
-  Béton armé de 4ème année (ENTP)
-  Dynamique des structures de 5ème année (ENTP)
-  Cours de bâtiment de 5ème année (ENTP)
-  Génie sismique de 5ème année (ENTP)

Logiciels et programmes :

-  ROBOT 2014 (Modélisation)
-  AUTOCAD 2009 (Dessin)
-  Office2003 (Traitement de texte, calcul...etc)