

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**CALCUL D'UN BATIMENT à USAGE
D'HABITATION AVEC
CONTREVENTEMENT MIXTE (R+9)**

L'étudiant :

Merabti Amina

Encadreur :

M^{me} Bouacida Linda

Promotion Juillet 2019

REMERCIEMENT

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à **M^{me} Bouacida** Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et particulièrement **Mr Machkouri Mohammed** pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre formation, les membres du jury d'avoir accepter de juger notre mémoire.

Merabti Amina

Dédicace

« A ma mère »

« A mon père »

« A mes frères »

« A toute ma famille Merabti et Latrache et

Belakhdar »

« Et toutes les personnes qui m'aiment »

*« Mes collègues et mes meilleurs amis avec lesquels j'ai partagé les
haines et joies tout au long de mon cursus*

(amina, kholoud, ahlem, madjeda, affef, dounia, bouthaina, safa)

« A toute la promotion 2019 »

*« Tous les Enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la
réussite »*

« Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur »

AMINA MERABTI

Sommaire

Remerciement	
Dédicace	
Sommaire	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
INTRODUCTION GENERALE	
CHAPITRE I - PRESENTATION DU PROJET	
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation De L'ouvrage	1
I.3. Description Structurales Du Batiment	2
I.4. Caracteristiques Mecaniques Des Materiaux	3
1) Béton	3
2) Acier	6
I.5. Actions Et Sollicitations	5
I.6. Choix Des Matériaux Dans l'élaboration Du Projet	9
Chapitre II . PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE	
<u>Partie 1.</u> PREDIMENSIONNEMENT	10
II.1.1. Introduction	10
II.1.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	10
1. Les poutres	10
2. Les poteaux	11
3. Les voiles	12
II.1.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires	13
1. Les planchers	13
2. Les escaliers	14
3. L'acrotère	15
4. Les balcons	15
<u>Partie 2.</u> EVALUATION DES CHARGES	16
II.2.1 Introduction	16
II.2.2 Détermination des charges appliquées	16
1) Plancher terrasse	16
2) Plancher étage courant	17
3) Murs	18
4) Les balcons	19

5) L'acrotère	19
6) Les escaliers	20
Partie 3. DESCENTE DES CHARGE	21
II.3.1.Loi de dégression	21
II.3.2.Descente des charges sur les poteaux	21
II.3.3.Vérification de la section de poteau	26
a)Vérification de résistance	26
b)Vérification au flambement	26
c)Vérification vis-à-vis du RPA 99version 2003	28
CHAPITRE III - ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1.Introduction	29
III.2.L'Acrotère	29
III.2.1.Définition	29
III.2.2.Mode de travail	29
III.2.3.Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme	29
III.2.4.Calcul des sollicitations	30
III.2.5.Combinaison d'action	30
III.2.6.Calcul de ferrailage	31
III.2.7.Schéma de ferrailage de l'acrotère	33
III.3.L'escalier	34
III.3.1.Introduction	34
III.3.2.Méthode de calcul	34
III.3.3.Détermination des sollicitations	35
III.3.4.Calcul du ferrailage	36
III.3.5.Schéma de ferrailage de l'escalier	41
III.4. Poutre Palière	42
III.4.1.Introduction	42
III.4.2.Dimensionnement	42
III.4.3.Évaluation des charges	42
III.4.4.Calcul de ferrailage	42
III.4.5.Schéma de ferrailage de poutre palière	47
III.5.Les Balcons	48
III.5.1.Introduction	48

III.5.2.Méthode de calcul	48
III.5.3.Combinaison des charges	48
III.5.4.Calcul des sollicitations	48
III.5.5.Combinaison d'action	49
III.5.6.Calcul du ferrailage	49
III.5.7.Schéma de ferrailage de balcon	52
III.6.Les Planchers	53
III.6.1. Introduction	53
III.6.2. Fonctions nécessaires du plancher	53
III.6.3. Conception des planchers	53
III.6.4. Calcul des poutrelles	43
III.6.5. Calcul des planchers	55
III.6.6. Calcul du ferrailage	64
III.6.7. Schéma de ferrailage de plancher	70
CHAPITRE IV. ETUDE DYNAMIQUE	
<u>PARTIE 1.ETUDE SISMIQUE</u>	72
IV.1.1. Introduction	72
IV.1.2.Classification des ouvrages selon leur configuration	72
IV.1.3.Choix de la methode de calcul	73
A. Methodes utilisables	73
B. Conditions d'application de la methode statique equivalente	73
C. Methodes dynamiques	73
IV.1.4.Objectif de l'etude dynamique	74
1. Methode statique equivalente	74
2. Methode d'analyse modale spectrale	74
IV.1.5.Nombre de modes a considerer	76
IV.1.6.Estimation de la periode fondamentale de la structure	77
IV.1.7.Resultats de calcule	77
1) Selon RPA99version2003	77
2) Selon logiciel robot 2014	78
IV.1.8.Caracteristiques geometriques et massiques de la structure	88
IV.1.9.Effet De La Torsion D'axe Vertical	89
IV.1.10. Effets de la torsion accidentelle	90

IV.1.11. Calcul des déplacements relatifs horizontaux	91
I.1.12.Verification vis-a-vis de l'effet p-Δ	92
IV.1.13. Verification au renversement	94
IV.1.14. Conclusion	95
<u>PARTIE 2. ETUDE AU VENT</u>	96
IV.2.2.Introduction	96
IV.2.2. Application des R N V 99	96
IV.2.3. Principe de travail	96
IV.2.4.Choix du sens du vent	97
1) Determination du coefficient dynamique cd	97
2) Determination de la pression dynamique de vent qdyn	97
3) Determination des coefficients de pression exterieure cpe	98
4) Determination des coefficients de pression interieure cpi	101
5) Determination de la pression due au vent	101
6) Calcul des forces de frottement	105
7) Determination de la force resultante	106
VI.2.5.Vérification de la stabilité	117
IV.2.6.Conclusion	117
CHAPITRE V - ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
V.1. Introduction	118
V.2. Ferrailage des poutres « principales –secondaires »	118
V.2.1.Definition	118
V.2.2 Recommandation des RPA 99/VERSION 2003	118
V.2.3.Calcul les poutres principales	118
V.2.4.Calcul les poutres secondaires	122
V.2.5.Les résultats finals de ferrailage	125
V.2.6. Schéma ferrailage de poutre« principales –secondaires »	125
V.3. Ferrailage des voiles	126
V.3.1.Introduction	126
V.3.2.Recommandation du RPA 99/03	127
V.3.3.Calcul de la section d'armature	128
A. Ferrailage vertical	128
B. Ferrailage horizontal	132
C.Les armatures transversales	132
V.3.4 Résultats finale de ferrailage	133

V.4._Ferrailage des poteaux	133
V.4.1.Introduction	133
V.4.2.Combinaisons des charges	133
V.4.3.Recommandations du RPA99/VERSION 2003	134
V.4.4.Calcul des poteaux	136
V.4.5.Resultats finale de ferrailage	145
V.4.6.Schéma de ferrailage de poteau	145
CHAPITRE VI -ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI.1.Introduction	146
VI.2. Le choix du type des fondations	146
VI.3. Calcul des fondations	146
VI.4.Etude du radier general nervure	148
VI.5.Ferrailage du radier	153
VI.6.Etude de la nervure	158
VI.7.Ferrailage de nervure	161
VI.8. État limite de deformation	163
VI.9.Resultats finale de ferrailage	163
CONCLUSION GENERALE	
BIBLIOGRAPHIQUE	

Resume

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+9), implanté à la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA99, B.A.E.L91 modifié 99, BAEL83, DTR Neige et Vent 99, RNV99 Cartes neige+vent). Dans ce travail on a étudié 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 enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel Robot en élément finis.

On terminera le travail avec une conclusion générale.

المخلص:

بصدد اعداد مذكرة التخرج, قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة للاستعمال السكني , متكونة من تسعة طوابق + طابق ارضي و التي يتم انتشاؤها في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA99 V 2003 في هذه المذكرة استعملنا القوانين التالية مثل RPA99 V 2003 , BAEL91 , DTR Neige et Vent 99 , RNV99 Cartes neige+vent) , CBA99 , BAEL83 , في هذا العمل قمنا بدراسة وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة , بعدها قمنا بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات باستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية

logiciel Robot

في الأخير ننهي المذكرة بخاتمة عامة.

LISTES DES FIGURES

Chapitre I.

présentation du l'ouvrage

Fig. I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	4
Fig. I.2. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.....	5
Fig. I.3. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	5
Fig. I.4. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	7

Chapitre II

PREDIMENSIONNEMENT

Fig. II.1. Section de poutre principale.....	11
Fig. II.2. Section de poutre secondaire.....	11
Fig. II.3. Section de poteau.....	12
Fig. II.4. Coupe de voile en plan.....	12
Fig. II.5. coupe verticale d'un voile.....	12
Fig. II.6 : Coupe du plancher à corps creux.....	13
Fig. II.7. schéma de poutrelle.....	14
Fig. II.8. schéma d'Escalier.....	14
Fig. II.9. Schéma statique de l'escalier.....	15
Fig. II.10. schéma de l'acrotère.....	15
Fig. II.11. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.....	16
Fig. II.12. Schéma d'un plancher étages courantes.....	17
Fig. II.13. Mur double cloison.....	18
Fig. II.14. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine(BALCON).....	19
Fig. II.15. composantes d'un palier de repos.....	20
Fig. II.16. Schéma d'un paillasse.....	20
Fig. II.17. la surface afférente pour le poteau intermédiaire (4.C).....	21
Fig. II.18. descente de charge sur le poteau intermédiaire (4.C).....	21
Fig. II.19. la surface afférente pour le poteau de rive (7.B).....	24
Fig. II.20. descente de charge sur le poteau de rive (7.B).....	24
Fig. II.21. section réduite de poteau (7-B).....	27

Chapitre III.

ELEMENTS SECONDAIRES

Fig. III.1. Schéma statiques de l'acrotère.....	29
Fig. III.2. Diagramme de sollicitation.....	30
Fig. III.3. Le ferrailage de l'acrotère.....	33
Fig. III.4. Schéma statique de l'escalier.....	34

Fig.III.5. Les charge sur l'escalier.....	35
Fig. III.6 : schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier.....	36
Fig.III.7.ferraillage de l'escalier.....	41
Fig.III.8. schéma de poutre à la torsion.....	42
Fig.III.9 . Diagramme de moment.....	43
Fig.III.10.Ferraillage de la poutre palière.....	47
Fig.III.11 : schéma statique de balcon.....	48
Fig.III.12. ferraillage de la consol de terrasse.....	52
Fig.III.13 : ferraillage de la consol d' étage.....	52
Fig.III.14.Plancher à corps creux.....	53
Fig.III.15.types de nervures.....	55
Fig.III.16.Cas de chargement de plancher terrasse pour type 1.....	56
Fig III.17. Des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type1.....	57
Fig.III.18.Cas de chargement de plancher étage pour type 2.....	58
Fig III.19. Des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type2.....	59
Fig.III.20.Cas de chargement de plancher étage pour type 1.....	60
Fig III.21. Des moments et l'effort tranchant de plancher étage Type1.....	61
Fig.III.22.Cas de chargement de plancher étage pour type 2.....	62
Fig III.23. Des moments et l'effort tranchant de plancher étage Type2.....	63
Fig.III.24. Section de ferraillage de poutrelle.....	65
Fig.III.25. Armature inferieure.....	69
Fig.III.26. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	70
Fig.III.27. ferraillage de la poutrelle de plancher terrasse et de plancher étage courante.....	71
Chapitre IV. ETUDE DYNAMIQUE	
Fig.IV.1. Vue en plan.....	72
Fig.IV.2. Vue élévation en 3D.....	75
Fig. IV.3.Vue en plan et 3D.....	79
Fig. IV.4.Vue en plan et 3D.....	81
Fig. IV.5.Donnée géométrique.....	96
Fig. IV.6. Légende pour les parois verticales.	98
Fig.IV.7. Cpe sur les parois verticales Sens -X.....	99
Fig.IV.8. Cpe sur les parois verticales Sens-Y.....	100
Fig. IV.9. Légende pour les toitures plates.....	100
Fig. IV.10. C _{pe} sur les toitures.....	101

CHAPITRE V.

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Fig.V.1.Section de poutre principale	119
Fig. V.2.Section de poutre secondaire.....	122
Fig. V.3.Le ferrailage de poutre Principale.....	125
Fig .V.4.Le ferrailage de poutre secondaire.....	126
Fig. V.5.Le voile n°1158de niveau RDC c'est le plus sollicité.....	130
Fig. V.6.section de voile « coupe horizontale ».....	131
Fig .V.7.Le ferrailage de Voile.....	133
Fig .V.8. Section de poteau.....	141
Fig. V.9.Coupe de ferrailage de section de poteau.....	145

Chapitre VI.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Fig.VI.1. schéma de radier	152
Fig.VI.2.Schéma de débord du radier.....	157
Fig.VI.3. Schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	157
Fig .VI.4 : Diagramme des moments fléchissant sens X à L'ELU.....	159
Fig .VI.5 : Diagramme des moments fléchissant sens Y à L'ELU.....	159
Fig. VI.6 : Diagramme des efforts tranchant sens X à L'ELU.....	159
Fig. VI.7 : Diagramme des efforts tranchant sens Y à L'ELU.....	160
Fig. VI.8: Diagramme des moments fléchissant sens X à L'ELS.....	160
Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant sens Y à L'ELS.....	160
Fig .VI.10. Coupe de ferrailage de radier	163
Fig .VI.11. Coupe de ferrailage de nervure	164

Liste de tableaux

Chapitre I.	PRESENTATOIN DU PROJET	
Tab.I.1 :	f_e en fonction du type d'acier.....	8
Chapitre II.	PREDIMENSIONNEMENT	
Tab.II.1 .	Charge permanente et surcharge du plancher terrasse inaccessible.....	16
Tab.II.2 .	Charge permanente et surcharge du plancher courant à corps creux.....	17
Tab.II.3:	Charge permanente Mur double cloison.....	17
Tab.II.4.	Charge permanente et Surcharge de Balcon terrasse.....	18
Tab II.5.	Charge permanente et surcharge d'un balcon étage.....	19
Tab.II.6.	Charges et surcharge de l'acrotère.....	19
Tab.II.7:	Charge permanente du palier de repos.....	20
Tab.II.8:	Charge permanente du paillasse.....	20
Tab. II.9:	Descente de charge pour poteau central (4-C).....	23
Tab. II.10 :	Descente de charge pour poteau de rive « 7-B».....	26
Chapitre III.	CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE	
Tab.III.1 :	Calcul des combinaisons d'escalier.....	34
Tab .III.2.	Moments et Effort Tranchants du Poutre palière.....	43
Tab.III.3.	sollicitations du balcon.....	49
Tab.III.4.	les combinaisons du balcon.....	49
Tab. III.5.	Récapitulatif planchers Terrasse type 1 cas de l'ELU et l'ELS.....	57
Tab.III.6.	Récapitulatif planchers Terrasse type 2 cas de l'ELU et l'ELS.....	59
Tab. .III.7.	Récapitulatif planchers étage type 1 cas de l'ELU et l'ELS.....	61
Tab.III.8.	Récapitulatif planchers étage type 02 cas de l'ELU et l'ELS.....	63
Tab.III.9:	Résultats final de sollicitations du plancher.....	64
Tab.III.10:	Ferraillage plancher terrasse inaccessible.....	66
Tab.III.11:	Ferraillage plancher étages courantes.....	67
Chapitre IV.	ETUDE DYNAMIQUE	
Tab. IV.1 :	coefficient d'accélération de zone A.....	75
Tab .IV.2:	Valeur de $\xi(\%)$ RPA 99.....	75
Tab.IV.3.	Valeurs de T_1 et T_2	76
Tab.IV.4.	valeurs des pénalités P_q	76

Tab.IV.5: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	84
Tab. IV.6 : Les résultats statiques de niveau.....	89
Tab.IV.7 : caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	90
Tableau IV.8 : Excentricité accidentelle.....	91
Tableau IV.9 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	92
Tab. IV.10: Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.....	93
Tab. IV.11: Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Transversal >.	94
Tab. IV.12: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.....	94
Tab. IV.13: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.....	95
Tab. IV.14 : pression dynamique q_{dyn}	98
Tab. IV.15 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire Sens-X.....	99
Tab. IV.16 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire Sens-Y.....	99
Tab. IV.17 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates	101
Tab. IV.18 : la pression due au vent (q) du Parois vertical $C_{pi}=0.8$	103
Tab. IV.19 : la pression due au vent (q) du Parois vertical $C_{pi}= -0.5$	104
Tab. IV.20 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$	105
Tab. IV.21 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=-0.5$	105
Tab. IV.22 : Valeurs des forces de frottement $c_{pi}=0.8$	107
Tab. IV.23 : Valeurs des forces de frottement $c_{pi}=-0.5$	108
Tab. IV.24 : la pression due au vent (q) sens Y du Parois vertical $C_{pi}=0.8$	110
Tab. IV.25 : la pression due au vent (q) sens Y du Parois vertical $C_{pi}= -0.5$	112
Tab. IV.26 : la pression due au vent (q) sens Y de la toiture $C_{pi}=0.8$	113
Tab. IV.27 : la pression due au vent (q) sens Y de la toiture $C_{pi}=-0.5$	113
Tab. IV.28 : Valeurs des forces de frottement sens Y $C_{pi}=0.8$	115
Tab. IV.29 : Valeurs des forces de frottement sens Y $C_{pi}=-0.5$	116

Chapitre V.

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

TabV.1 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	118
Tab.V.2:Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	133
Tab.V.3: pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.....	136
Tab.V.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	136

Chapitre VI.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

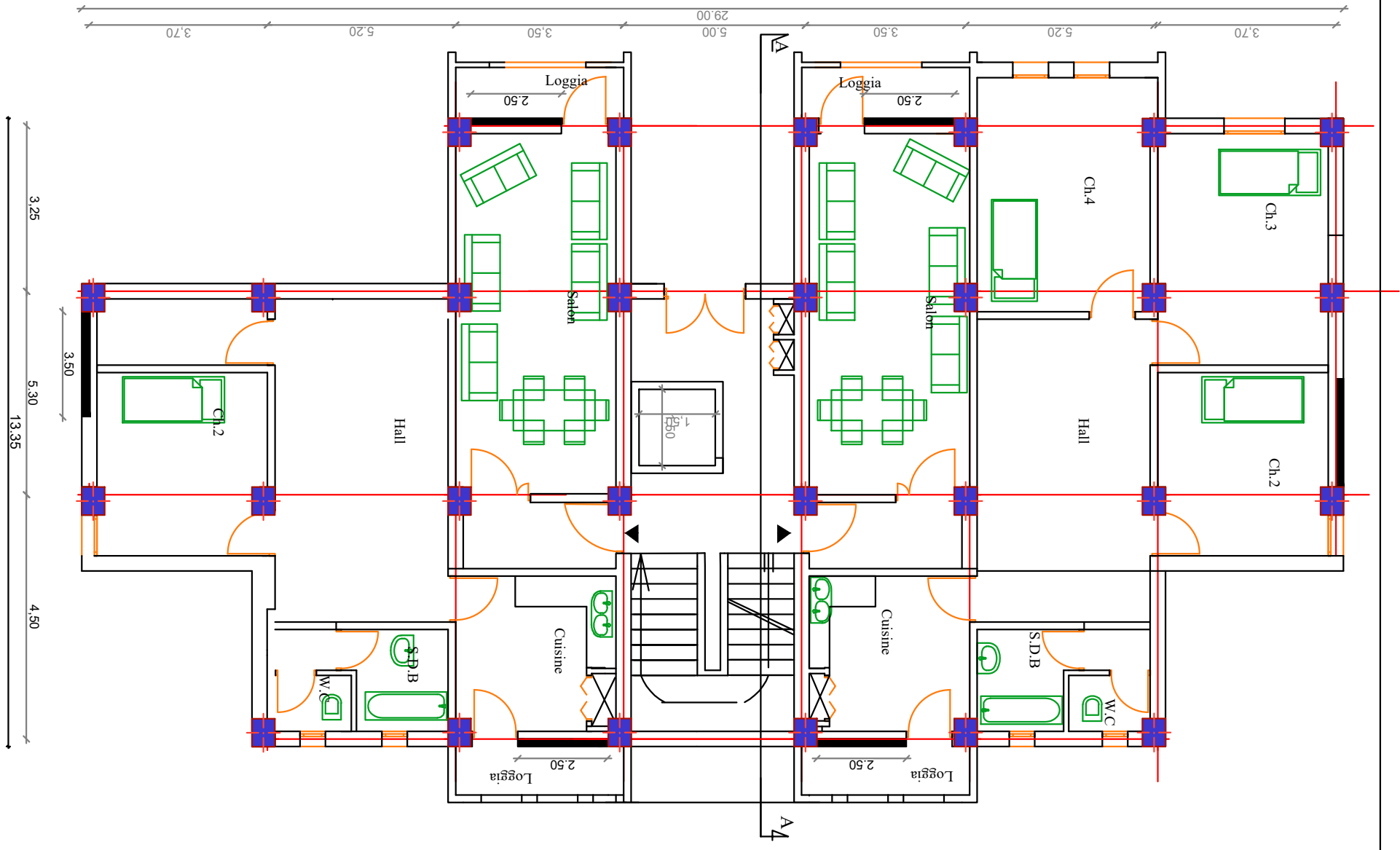
Tab.VI.1 : résultats des récapitulatif « ELU ».	155
Tab.VI.2 : résultats des récapitulatif « ELS ».	156

Introduction générale

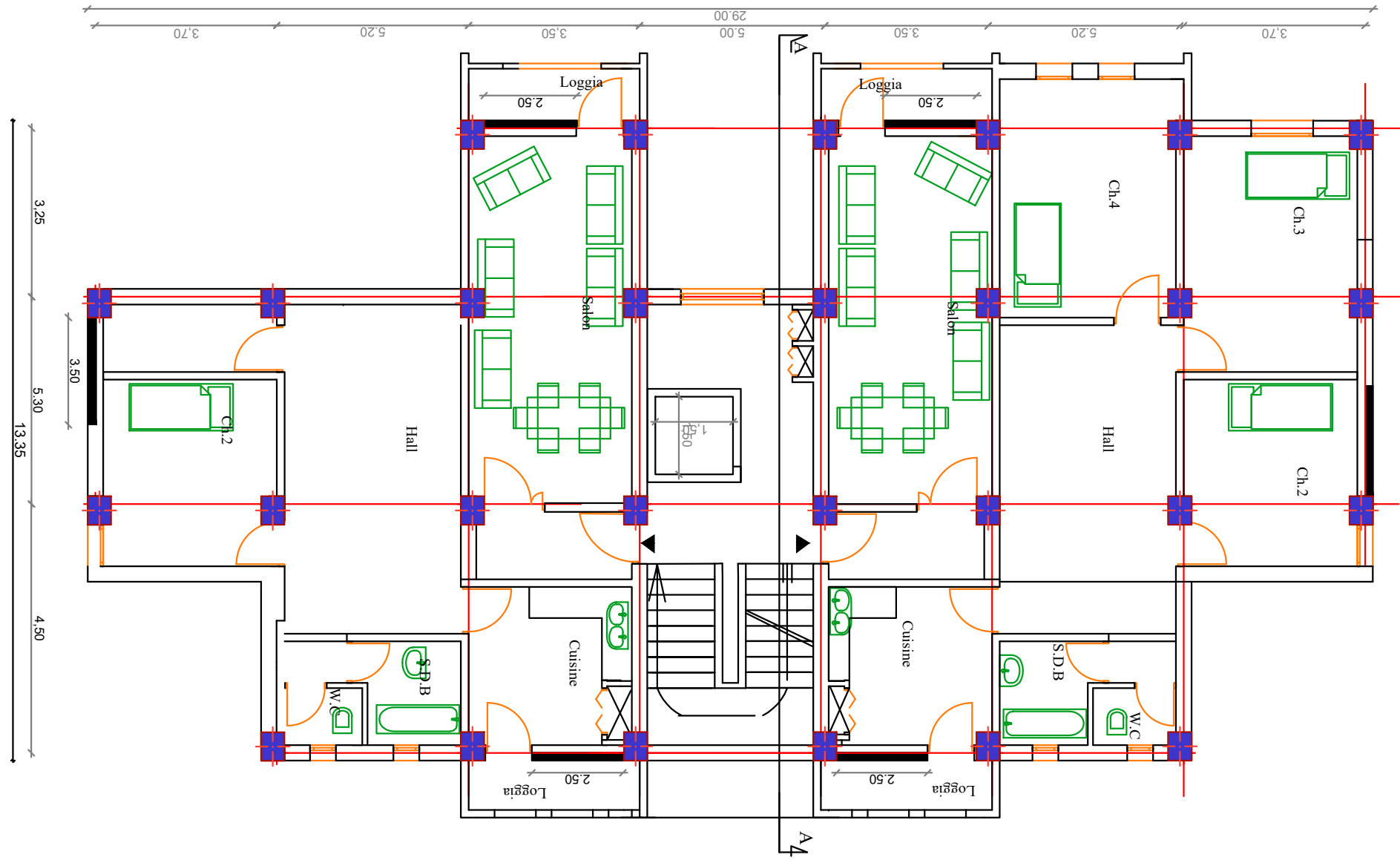
L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

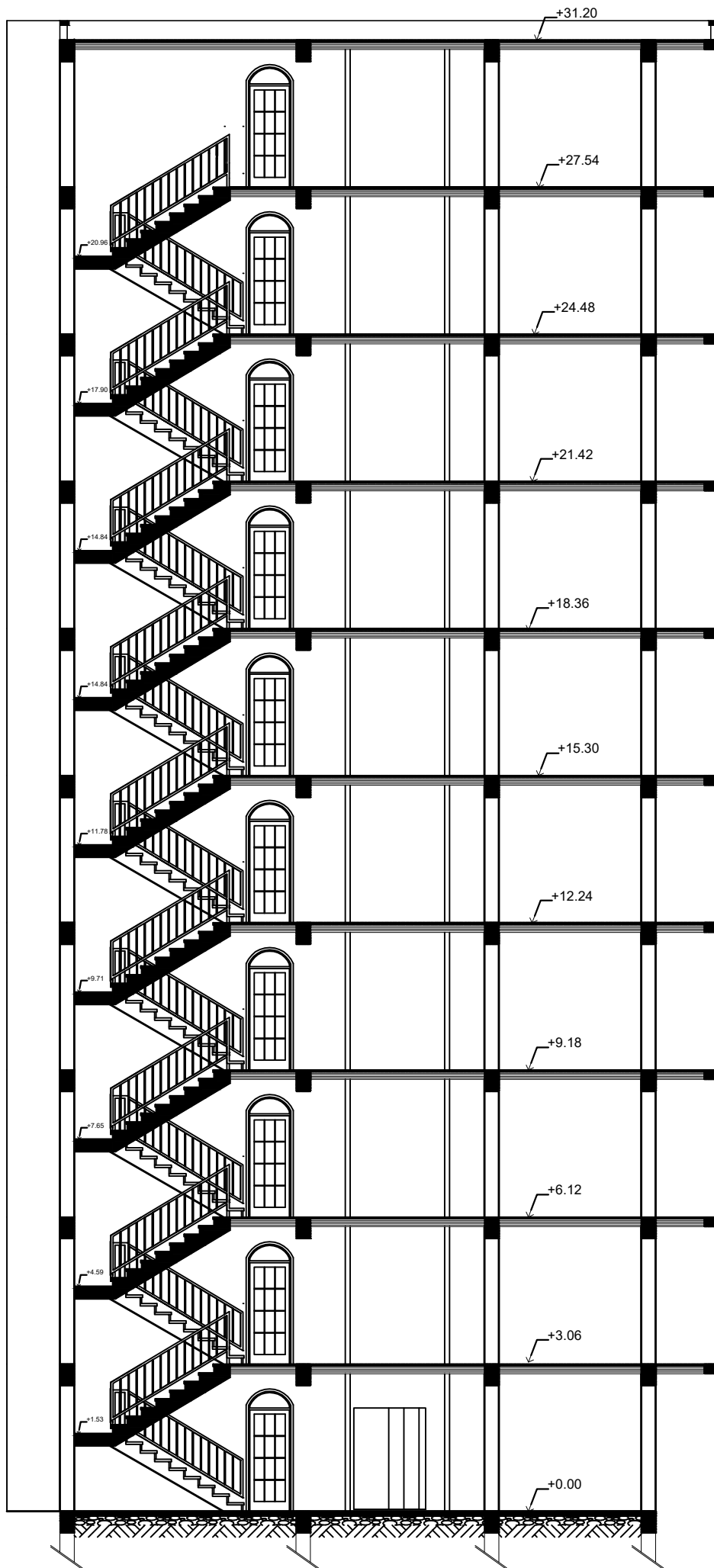
Le but de la présente étude est de proposer une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 9 étages à destination d'habitation (R+9étages), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, en déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

PLAN RDC ECH 1/100

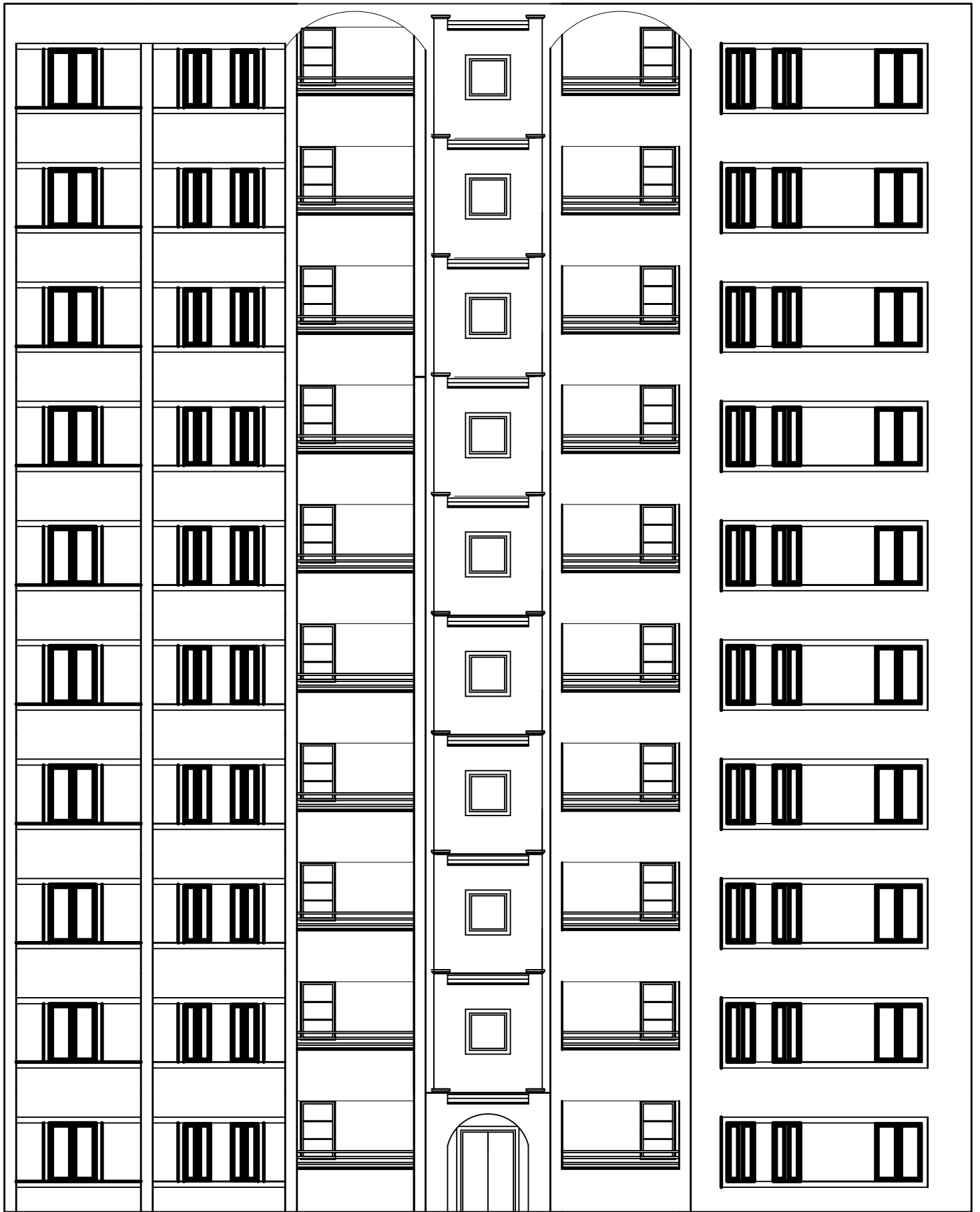


PLAN ETAGE ECH 1/100





COUPE AA



FACADE PRINCIPALE ECH 1/100

Chapitre I

Présentation du Projet

I.1.INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. PRESENTATION DU L'OUVRAGE :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9) à usage d'habitation contreventement mixte sera implanté à la wilaya de SETIF. Cette région est classée en de zone moyenne sismicité (**zone IIa**), **groupe d'usage 2** parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003).

I.2.1: Dimensions de l'ouvrage :

A-En plan :

Largeur en plan	14.25m
Longueur en plan	30.3 m

B- En élévation :

Hauteur du RDC	3.06 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur acrotère	0.60 m
Hauteur totale (avec acrotère)	31.2m

I.2.2:Données du site:

- Implantation à Sétif.
- La zone **IIa** .
- Le groupe d'usage 2.
- Le site est 03 (site ferme)
- La contrainte admissible du sol $Q_{adm}=1.79bar$

I.2.3: Donnée de base :

I.2.3.1 . Hypothèses de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.

- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique du l'acier : $f_e = 400$ MPa.

I.3.DESCRPTION STRUCTURALES :

I.3.1. Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Le plancher terrasse est inaccessible.
- Dalles pleines

I.3.3. Les voiles :

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.3.4. Escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC jusqu'à 9^{eme} étages. Elle est constituée à chaque niveau de d'un volées et deux palier.

I.3.5. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- ❖ Murs extérieurs : seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10cm et 15cm d'épaisseur), Séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- ❖ Murs intérieurs : seront Cloison de séparation (seule paroi de brique) de 10cm d'épaisseur.

I.3.6. Revêtement :Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.3.7. Acrotères :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse inaccessible réalisé en béton armé, d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3.8. Local d'ascenseur: L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3.9. Les balcons: sont réalisés en dalle pleine.

I.4 : CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX :

I.4.1 : BETON :

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

I.4.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

a) Résistance du béton :

- résistance à la compression f_{cj} : CBA 93 (article A 2.1.1.1)

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

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

$$- f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$- f_{cj} = \frac{J}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

$$- \text{Pour } 28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours} \dots\dots\dots f_{cj} = f_{c28}$$

$$- \text{Pour } j \geq 60 \text{ jours} \dots\dots\dots f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement). A 2.1.1.1 (CBA 93).}$$

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPJ 42.5), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 Mpa On prend :

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

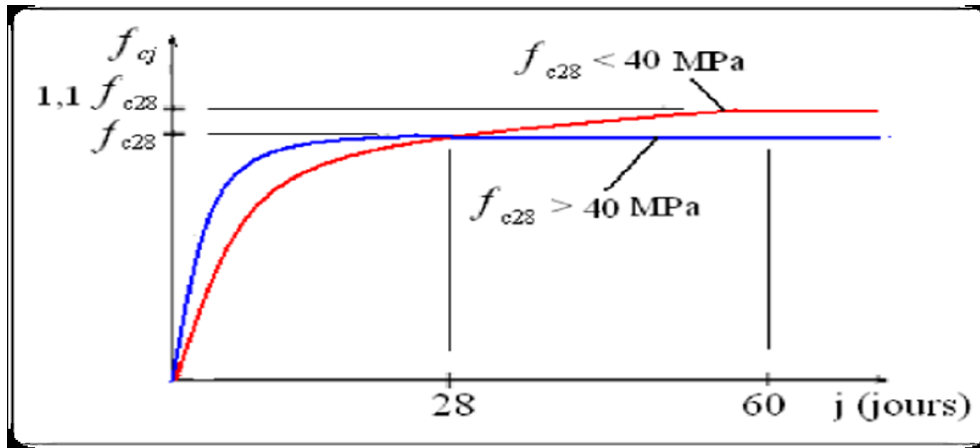


Fig I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

- **Résistance à la traction f_{tj}** : La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \dots \dots \dots \text{CBA 93 (article A.2.1.1.2)}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ \implies $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$

b) Déformation et contrainte de calcul :

- **Contrainte limite à L'ELU**

$$f_{bu} = (0.85 f_{cj}) / (\theta \times \gamma_b). \quad \text{BAEL91 (A.4.3.4)}$$

Avec : γ_b est le coefficient de sécurité : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$

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

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{Si } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0.8 & \text{Si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

avec : $f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.5 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$

$\theta = 0.85$:coefficient réducteur

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

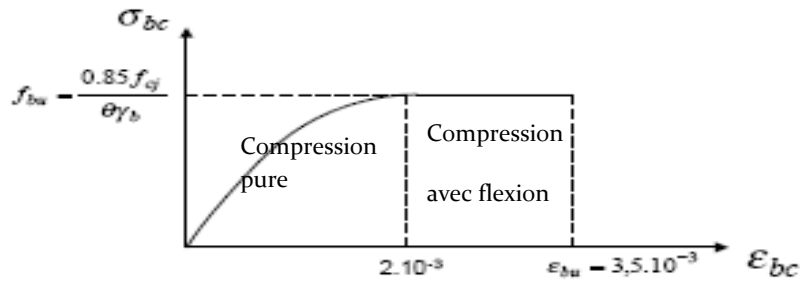


Fig :I.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

Avec :

- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

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

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

• **Contrainte limite à L'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} .$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \quad \text{CBA93(Article A.4.5.2)}$$

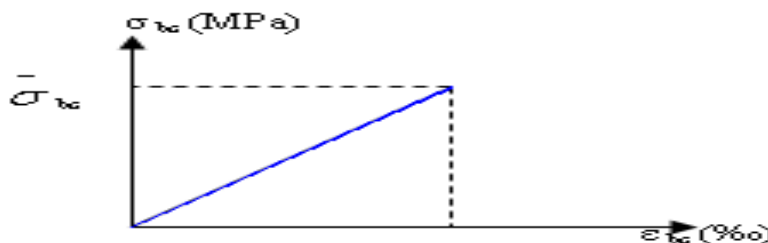


Fig II.3:Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

c) **Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : CBA 93 (article A.5.1.2.1.1)**

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

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

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

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

▪ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$$

CBA93 (article A.2.1.2.1)

▪ **Module de déformation différée :**

les déformations du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

CBA93 (article A.2.1.2.2)

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

- $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$
- $E_{v28} = 10818.90 \text{ MPa}$

e) Module déformation transversale du béton :

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

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

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

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

- ✓ ELU : $\nu = 0$
- ✓ ELS : $\nu = 0,2$

I.4.2. L'acier:

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.4.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

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

- **Contraintes limites s :**

$$\checkmark \text{ ELU : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité ayant pour valeur : $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 & \text{Cas général} \\ \gamma_s = 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$

✓ ELS : **BAEL91** (article A.4.5.32)

valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

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

Cas 2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

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

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

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

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta = 1$ Pour rond lisse
- $\eta = 1.6$ Pour hautes adhérences avec $\emptyset > 6\text{m}$
- $\eta = 1.3$ Pour hautes adhérences avec $\emptyset < 6\text{mm}$

❖ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$.

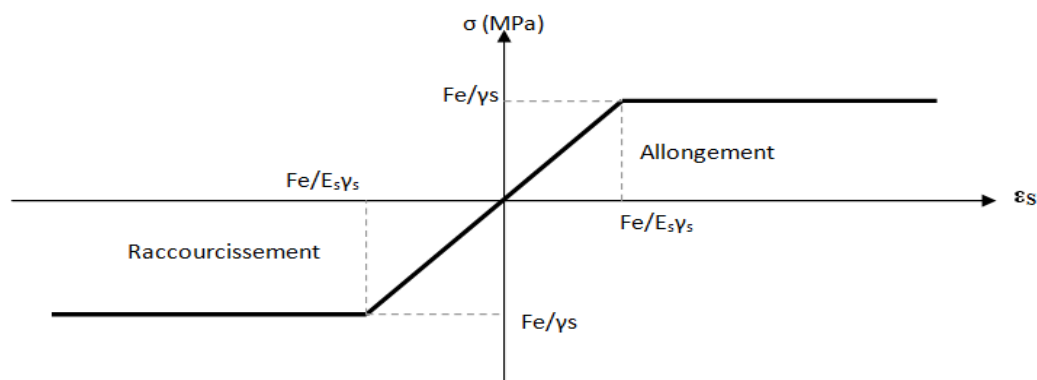


Fig I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

I.4.2.2 : Principales armatures utilisées :

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

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

I.5 : Actions et sollicitations :

I.5.1: Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques.

❖ **Actions permanentes (G) :** Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

❖ **Actions variables (Q) :** Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

❖ **Actions accidentelles (E) :** Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.5.2 : Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

➤ Sollicitations de calcul : On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q₁ : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

➤ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU : Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

➤ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.6.Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

Béton	Acier
Ciment CPJ dosé à 350 kg / m ³	Des barres (HA) : F _e E400
$\sigma_{bc} = 14.2\text{Mpa}$	$\sigma_s = 348\text{MPa}$
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$
$F_{C28} = 25\text{Mpa}$	$\eta = 1.6$
$E_{ij} = 32164.195\text{Mpa}$ $E_{vj} = 10818.78\text{Mpa}$	$E_s = 2. 10^5\text{MPa}$

Chapitre II

Prédimensionnement

PARTIE 1. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1.1 : INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage et d'arriver à déterminer des actions économiques pour éviter un surcoût d'acier et du béton. tout en respectant les prescriptions des règles parasismique algériennes

RPA99/version 2003 et CBA93.

II.1.2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :

II.1.2.1 : Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux poteaux.

Lorsqu'il s'agit de pré dimensionner une poutre, c'est-à-dire choisir forfaitairement la largeur « **b** » et la hauteur « **h** » d'une poutre rectangulaire selon les règles suivantes :

- **condition de flèche : « BAEL. art B.6.5. 2 » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

- **L_{max}** : la plus grande portée.

- **h** : hauteur de la section.

- **b** : largeur de la section.

- **Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99ver20**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

a) Poutres Principales : « sens transversale »

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

- **condition de flèche : « Selon BAEL- art B.6.5. 2 »**

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

$$L_{\max} = 530 \text{ cm}$$

$35.33\text{cm} \leq h \leq 53\text{cm}$ ➔ On adopte $h=45\text{cm}$

$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$ ➔ On adopte $b=30\text{cm}$

▪ Vérifications :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 0.66 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{➔ Condition vérifiée}$$

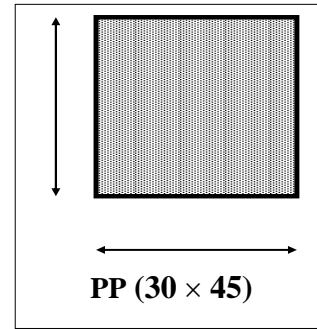


Fig II.1. Section de poutre Principale

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

b) Poutres secondaires : « sens longitudinale »

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

▪ condition de flèche : « Selon BAEL- art B.6.5. 2 » :

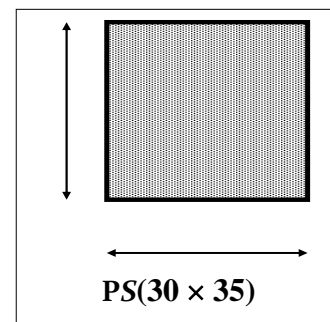
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad L_{\max} = 520\text{cm}$$

$34.67\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$ ➔ ...On adopte $h=35\text{cm}$

$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$ ➔ On adopte $b=30\text{cm}$

▪ Vérifications :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{b}{h} = 0.86 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{➔ Condition vérifiée}$$



Fi. II.2. Section de poutre Secondaire

Donc on adopte pour les poutres secondaire une section de : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.1.2.2 : Poteaux : Leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon **R.P.A 99 « version2003 A7.4.1»**.

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

* $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25$ en zone IIa

* $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e/20$

* $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec:

b1 : Largeur de la section

h1 : Hauteur de la section

he : Hauteur d'étage

On prend : $b=45\text{cm}$ et $h=55\text{cm}$ et $he=3.06- 0.45 = 2.61\text{ m}$

- Vérification d'après RPA99 version 2003 pour la zone II

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{ cm} \Rightarrow 45 \geq 25\text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e / 20 \Rightarrow 45 \geq 13.8\text{ cm} \dots \text{ condition vérifier} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{55} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 0.81 < 4 \end{array} \right.$$

Alors la section de poteau pour tous les étages c'est : $(45 \times 55)\text{ cm}^2$

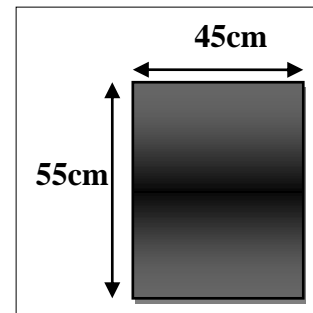


Fig. II.3. Section de poteau

II.1.2.3 .les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

- Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm .L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Dans notre projet on à trois type des voiles sont :

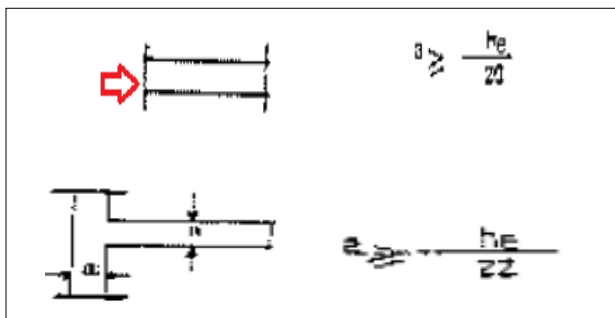


Fig. II.4.Coupes de voiles en plan

- L'épaisseur de voile d'après RPA99 (Article 7.7.1)

$he = 3.06-0.45= 2.61\text{m}$

$a \geq \max\left(\frac{he}{20}, \frac{he}{22}, 15\text{cm}\right) \Rightarrow a=15\text{cm}$

$a \geq \max\left(\frac{261}{20}, \frac{261}{22}, 15\text{cm}\right)$

$a \geq \max(13.05; 11.86; 15\text{cm})$

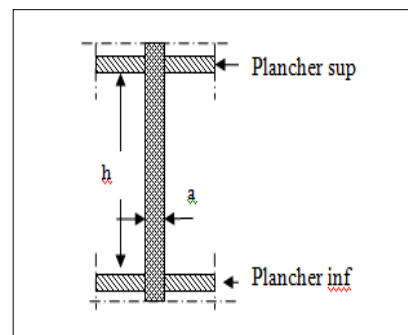


Fig. II.5.coupe verticale d'un voile

II.1.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES:

II.1.3.1. Les planchers :

Le plancher a corps creux est le plus utilisé dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelle, de l'hourdis « dalle de compression »

a) Détermination de l'épaisseur du plancher :

$h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression $\rightarrow h_0 \geq 4$

h : hauteur du corps creux.

b_0 : largeur de la nervure.

b : distance entre axe des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t est déterminée selon la condition de flèche :

Selon BAEL-Art B.6.8. 4.2.4

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{1}{22.5}$$

L_x : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles.

$$L_x = 520 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq \frac{520}{22.5} = 23.11$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4)=24 \text{ cm}$.

On prend h_t $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm hauteur de la table de compression.} \\ 20 \text{ cm hauteur du corps creux.} \end{array} \right.$

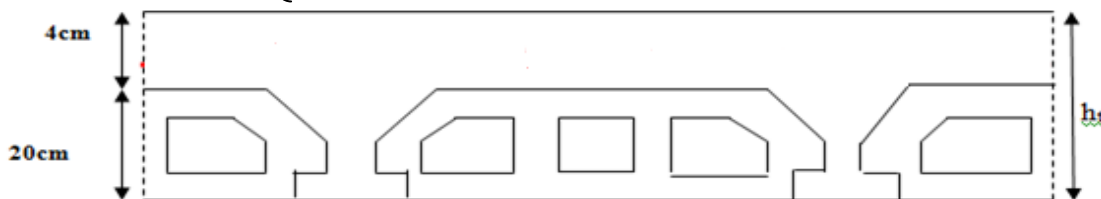


Fig. II.6 : Coupe du plancher à corps creux

a) Les poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme une section en T. la largeur de la dalle de compression à prendre est définie selon les dimensions du corps creux utilisé.

- Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$
- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 20cm et de longueur 55cm.

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

Selon BAEL exercice « chapitre 6.I.5.1 » $b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right\}$

Ln : la distance entre nus de deux nervures consécutives

($L_n = 66 - 10 = 55 \text{ cm}$)

L : la longueur de la nervure ($L_{max} = 520 \text{ cm}$).

$$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2} ; \frac{520}{10} \right\} = \min \{ 27.5 ; 52 \} \longrightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Donc on prend

- $0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \longrightarrow 7.2 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14.4 \text{ cm}$

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

- La largeur de la table de compression est égale à: $b = b_0 + 2b_1$

$\longrightarrow b = 10 + 2 \cdot 27.5 \longrightarrow b = 65 \text{ cm}$

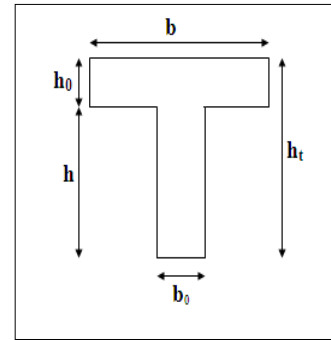


Fig. II.7. schéma de poutrelle

II.1.3.2. Les escaliers : Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins.

Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

L	Longueur totale d'escalier
E	Epaisseur du palier de repos
H	Hauteur de la volée
H	Hauteur de la contre marche
G	Giron
α	Inclinaison de la paillasse

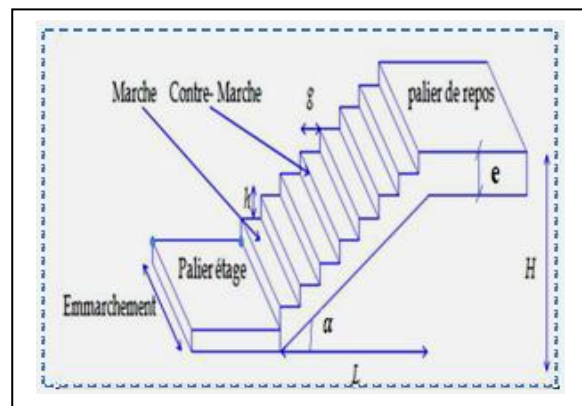


Fig. II.8. schéma d'Escalier

➤ **La marche et la contre marche :**

$$\begin{cases} h = 14 \leq h < 18 \text{ cm.} \\ g = 25 \leq g \leq 32 \text{ cm.} \end{cases} \text{ On prend } h = 17 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm}$$

➤ **Formule de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$\begin{cases} 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \\ 59 \leq 64 \leq 66 \longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Nombre de contre marche :** $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17}, n = 18 \text{ Contre marche}$

*Pour deux volées $n = 18$

*Pour une volée $n = 9$

- La longueur de la ligne de foulée

$$L = (n - 1)g = (9 - 1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- Inclinaison de la pailleasse:

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- H : hauteur d'étage = 3.06 m.
- L : Longueur de la volée = 2.40 m.

Longueur de la volée (pailleasse): $\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52} = 2.85 \text{ m}$;

- Largeur du palier : $4.5 - 2.4 = 2.1 \text{ m}$.
- Epaisseur de la pailleasse :

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \times L_{max} = \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \times 240 \rightarrow e = (8 \div 12) \text{ cm}$$

Donc on a 2 paliers de repos. Un palier de départ 1.00 m et un palier d'arrivée 1.10m; d'épaisseur 16 cm

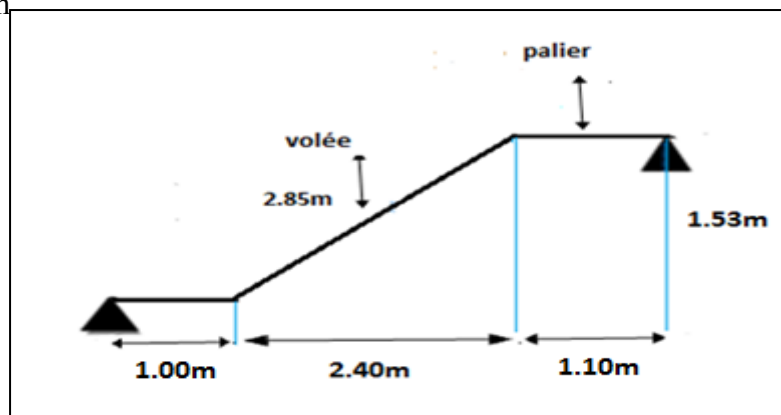


Fig II.9 :Schéma statique d'escalier

II.1.3.3: Acrotère :

Surface:

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{ac} = \left(\begin{matrix} 0.1 \times 0.6 + 0.07 \\ \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times \frac{1}{2} \end{matrix} \right) = 0.0685 \text{ m}^2$$

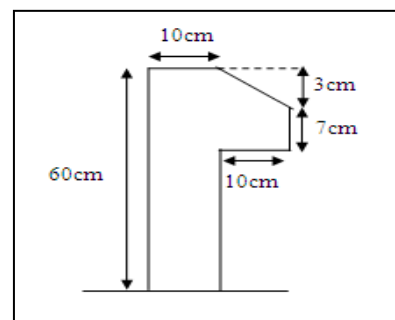


Fig.II.10: schéma de l'acrotère

II.1.3.4: Balcon :

Le balcon est d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par

$$L = 1.10 \text{ m on a : } e < \frac{L}{20} = e < \frac{110}{20} = e < 5.5 \text{ cm} \rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

PARTIE 2.EVALUATION ET DES CHARGES

II.2.1: INTRODUCTION :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.2.2: DETERMINATION DES CHARGES APPLIQUEES :

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit:

II.2.2.1 : Plancher terrasse: (terrasse inaccessible)

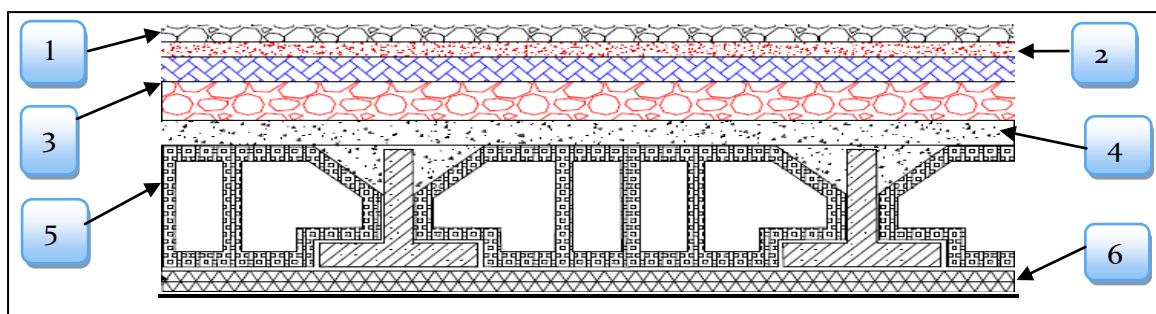


Fig. II.11.Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible

N	Composant	E (m)	Poids Volumique(daN/m^3)	G (daN/m^2)
01	Gravillon de protection	0.05	1700	85
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Béton Forme de pont	0.1	2200	220
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Plancher à corps creux	(20+4)	-	300
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charge permanente			G	653
Charge d'exploitation			Q	100

Tab II.1:Charge permanente et surcharge du plancher terrasse inaccessible

II.2.2.2: Plancher étage courant :

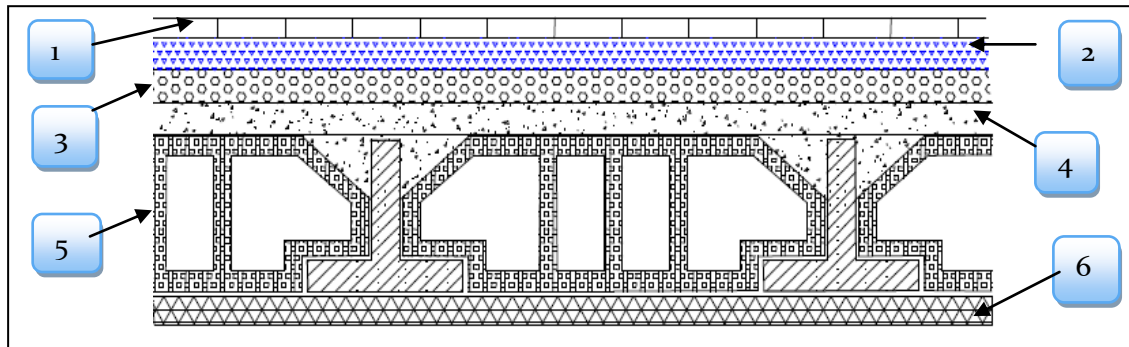


Fig. II.12.Schéma d'un plancher étages courantes

N	Composant	E (m)	Poids Volumique(daN/m ³)	G (daN/m ²)
01	Revêtement de carrelage	/	/	200
02	Couche de sable	0.02	1800	36
03	Mortier de pose	0.02	2000	40
04	Cloison de séparation	0.1	1000	100
05	Plancher à corps creux	0.24	-	300
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charge permanente			G	696
Charge d'exploitation			Q	150

Tab. II.2.Charge permanente et surcharge du plancher courant à corps creux

II.2.2.3 : Murs extérieurs en maçonnerie :

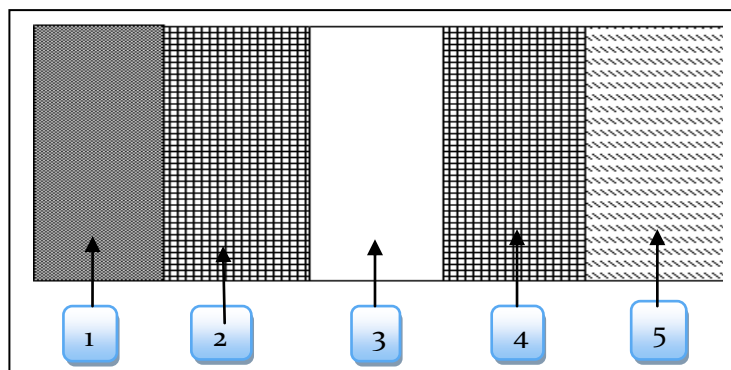


Fig.II.13.Mur double cloison

N	Composant	E (m)	Poids Volumique (daN/m ³)	G (daN/m ²)
01	Enduit en ciment	0.02	1800	36
02	Brique creuse	0.15	900	135
03	Lame d'aire	0.05	/	/
04	Brique creuse	0.10	900	90
05	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charge permanente			G	281
Pour les murs avec ouverture on à : $\frac{70 \times 281}{100} = 196.7 \text{ da N/m}^2$				

Tab.II.3:Charge permanente et surcharge Mur double cloison

II.2.2.4 : Balcons (Dalle pleine):

1. Balcon terrasse :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Forme en pente	0.03	22	0.66
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5	Plancher dalle pleine	0.14	25	3.50
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Charge permanente G	5.44 (KN/m ²)
Surcharge d'exploitation Q	1 (KN/m ²)

Tab.II.4.Charge permanente et Surcharge de Balcon terrasse.

2. Balcons étage :

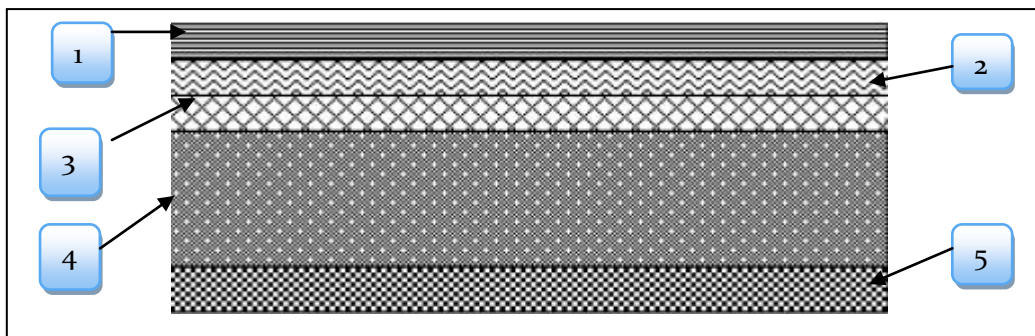


Fig. II.14.Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine(BALCON)

N	Composant	Er (m)	Poids Volumique (daN/m ³)	G (daN/m ²)
01	Revêtement de carrelage	/	/	200
02	Mortier de pose	/	/	200
03	Lit de sable	0.02	1800	36
04	Dalle pleine	0.12	2500	300
05	Enduit en ciment	0.02	2000	40
Charge permanente			G	776
Charge d'exploitation			Q	350

Tab II.5:Charge permanente et surcharge d'un balcon étage

II.2.2.5:Acrotère :

S	pois propre (dan/ml)	Enduit ciment (dan/ml)	G(dan/ml)	Q (dan/ml)
0.0685	0.0685*2500*1= 171.25	0.01*0.6*2000= 12	183.25	100

Tab II.6:Charges et surcharge de l'acrotère

I I.2.2.6:Les escaliers :

❖ palier

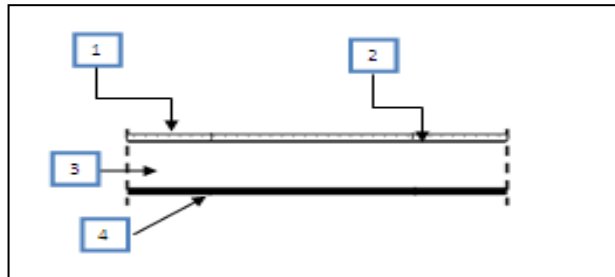


Fig. II.15:composant d'un palier

N	Composant	E (m)	Poids Volumique (daN/m ³)	G (daN/m ²)
01	Revêtement de carrelage	/	/	200
02	Mortier de pose	/	/	200
03	Poids propre de palier	0.15	2500	400
04	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charge permanente			G	820
Charge d'exploitation			Q	250

Tab II.7:Charge permanente et d'exploitation d'un palier

❖ Volée (paillasse) :

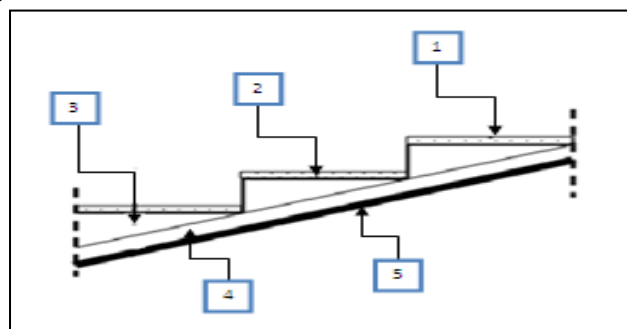


Fig. II.16:Composant d'une paillasse

N	Composant	E (m)	Poids Volumique(daN/m ³)	G (daN/m ²)
01	Revêtement de carrelage	/	/	200
02	Mortier de pose	/	/	200
03	Poids propre de marche	0.085	2200	187
04	Poids propre de paillasse	0.19	2500	475

01	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charge permanente			G	1082
Charge d'exploitation			Q	250

Tab II.8: Charge permanente et d'exploitation d'une volée (paillasse)

PARTIE 3.LA DESCENTE DE CHARGE DES ELEMENTS

II.3 .1: LOI DE DEGRESSION: D'après D.T.R.BC.2.2 (ART 6.3) :

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).

II.3.2. DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX :

II.3.2 .1: Pour poteau central (intermédiaire) (4-C) :

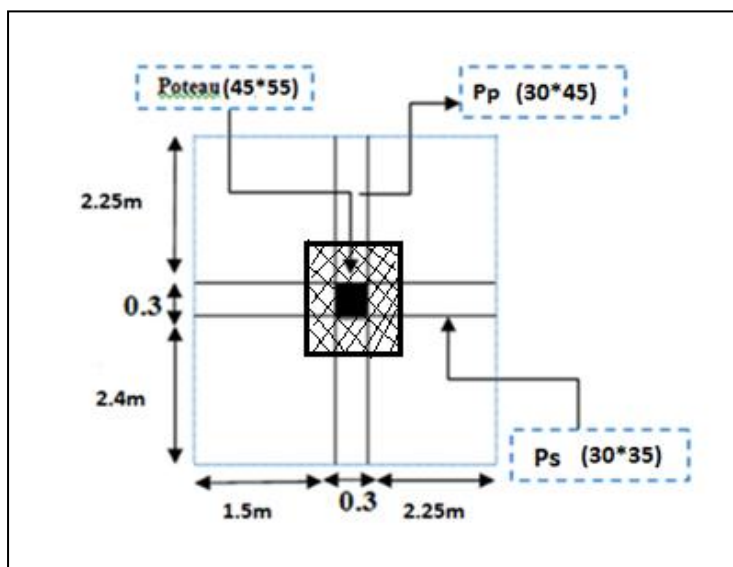


Fig. II.17: Surface afférente poteau (4-C)

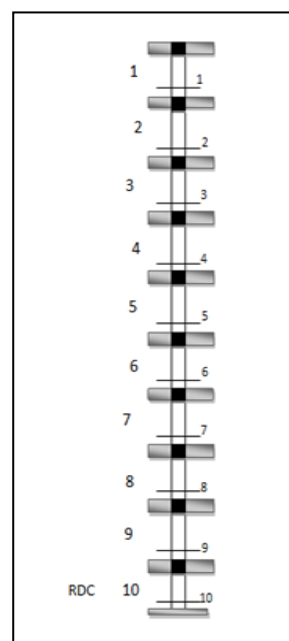


Fig. II.18: désignations des niveaux du poteau (4-C)

❖ La surface afférente pour la charge permanente

- $S_G = (1.5 + 2.25) \times (2.4 + 2.25) = 17.44m^2$

❖ La surface afférente pour la charge d'exploitation

- $S_Q(terrasse) = (2.25 + 0.3 + 1.5) \times (2.4 + 0.3 + 2.25) = 20.05m^2$

- $S_Q(étage) = 20.05 - (0.45 \times 0.55) = 19.79m^2$

- Poids des escaliers : $G_{escalier} = G_{palier} + G_{volée} = ((1.10 + 1.15) * 1.00 * 8.20) + (1.25 * 1.10 * 10.82) = 21.87KN \rightarrow G_{escalier} = 33.33KN$

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible : 6.53×17.44	113.88	
	Poutre .principale : $0.3 \times 0.45 \times 4.65 \times 25$	15.69	
	Poutre .secondaire : $0.3 \times 0.35 \times 4.05 \times 25$	10.63	
	Poteau : $0.45 \times 0.55 \times 2.61 \times 25$	16.15	
	Surcharge : 1×20.05		20.05
	1-1	156.35	20.05
2-2	Venant 2-2	156.35	20.05
	Plancher étage courante : 6.96×17.44	121.38	
	Poutre .princ : $0.3 \times 0.45 \times 4.65 \times 25$	15.69	
	Poutre.sec : $0.3 \times 0.35 \times 4.05 \times 25$	10.63	
	Poteau : $0.45 \times 0.55 \times 2.61 \times 25$	16.15	
	Escalier	33.33	
	Surcharge : 1.5×19.79		29.69
	2-2	353,53	49.74
3-3	Venant 2-2	353,53	49.74
	Etage courant (E.C) :	197,45	
	Surcharge : 29.69×0.9		26.72
	3-3	550,98	76.46
4-4	Venant 3-3	550,98	76.46
	Etage courant (E.C) :	197.45	
	Surcharge : 29.69×0.8		23.75
	4-4	748,43	100.21

5-5	Venant 4-4	748,43	100.21
	Etage courant (E.C) : Surcharge : 29.69×0.7	197.45	20.78
	5-5	945,88	120.99
6-6	Venant 5-5	945,88	120.99
	Etage courant (E.C) : Surcharge : 29.69×0.6	197.45	17.81
	6-6	1143,33	138.8
7-7	Venant 6-6	1143,33	138.8
	Etage courant (E.C) : Surcharge : 29.69×0.5	197.45	14.85
	7-7	1340,78	153.65
8-8	Venant 7-7	1340,78	153.65
	Etage courant (E.C) : Surcharge : 29.69×0.5	197.45	14.85
	8-8	1538,23	168.5
9-9	Venant 8-8	1538,23	168.5
	Etage courant (E.C) : Surcharge 29.76×0.5	197.45	14.85
	9-9	1735,68	183.35
10-10	Venant 9-9	1735,68	183.35
	Etage courant (E.C) : Surcharge : 29.76×0.5	197.45	14.85
	10-10	1933,13	198.2
G=1933,13KN		Q=198.2KN	

Tab. II.9: Descente de charge pour poteau central (4-C)

II.3.2.2: Pour poteau du rive (7-B) :

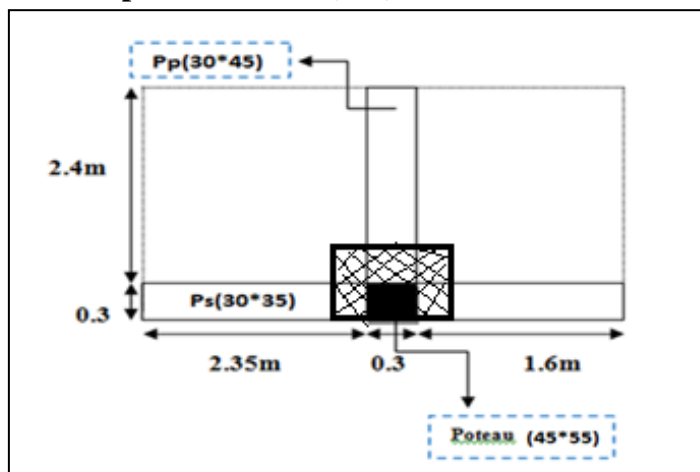


Fig II.19 : Surface afférente poteau (7-B)

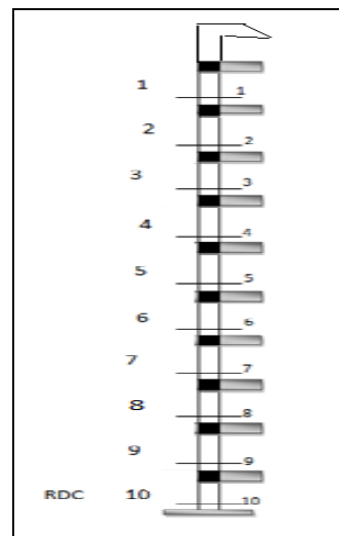


Fig. II.20: désignations des niveaux du poteau (7-B)

- ❖ La surface afférente pour la charge permanente
 - $S_G = (2.35 + 1.6) \times 2.4 = 9.48m^2$
- ❖ La surface afférente pour la charge d'exploitation
 - $S_{Q(terrasse)} = (2.35 + 0,3 + 1.6) \times (0.3 + 2.4) = 11.48m^2$
 - $S_{Q(étage)} = 11.48 - (0.45 \times 0.55) = 11.03m^2$

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Acrotère : $0.0685 \times 4.25 \times 25$	7.28	
	Plancher terrasse inaccessible : 9.48×6.53	61.90	
	Poutre principale : $0.3 \times 0.45 \times 2.4 \times 25$	8.1	
	Poutre secondaire : $0.3 \times 0.35 \times 4.25 \times 25$	11.16	
	Poteau : $0.45 \times 0.55 \times 2.61 \times 25$	16.14	
	Surcharge : 1×11.48		11.48
	1-1	104.58	11.48
2-2	Venant 1-1	104.58	11.48
	Plancher étage courante : 6.96×9.48	65,98	
	Poutre .princ : $0.3 \times 0.45 \times 2.4 \times 25$	8.1	
	Poutre.sec : $0.3 \times 0.35 \times 4.25 \times 25$	11.16	
	Poteau : $0.45 \times 0.55 \times 2.61 \times 25$	16.14	
	Mur double cloison : $2.81 \times (3.06 - 0.45) \times$	27.87	

	(3.95 – 0.15) Surcharge : 1.5×11.03		16.55
	2-2	233,25	28.03
3-3	Venant 2-2 Etage courant (E.C) : Surcharge : 16.55×0.9	233,25 129.25	28.03 14.89
	3-3	362,5	42.92
4-4	Venant 3-3 Etage courant (E.C) : Surcharge 16.55×0.8	362,5 129.25	42.92 13.24
	4-4	491,75	56.16
5-5	Venant 4-4 Etage courant (E.C) : Surcharge : 16.55×0.7	491,75 129.25	56.16 11.59
	5-5	621	67.75
6-6	Venant 5-5 Etage courant (E.C) : Surcharge : 16.55×0.6	621 129.25	67.75 9.93
	6-6	750,25	77.68
7-7	Venant 6-6 Etage courant (E.C) : Surcharge : 16.55×0.5	750,25 129.25	77.68 8.28
	7-7	879,5	85.96
8-8	Venant 7-7 Etage courant (E.C) : Surcharge : 16.55×0.5	879,5 129.25	85.96 8.28
	8-8	1008,75	94.24
9-9	Venant 8-8 Etage courant (E.C) : Surcharge : 16.55×0.5	1008,75 129.25	94.24 8.28
	9-9	1138	102.52

10-10	Venant 9-9	1138	102.52
	Etage courant (E.C) : Surcharge : 16.55 × 0.5	129.25	8.28
	10-10	1267,25	110.8
G=1267,25KN		Q=110.8KN	

Tab.II.10 : Descente des charges du poteau du rive(7-

II.3.3.VERIFICATION DE LA SECTION DE POTEAU :

On choisie le poteau le plus chargée (4-C) pour faire les vérifications selon les règles RPA et BAEL.

a) Vérification de résistance :

$$\bar{\sigma}_b \geq \frac{N_u}{B}$$

$$tel\ que : \bar{\sigma}_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5}$$

$B=450 \times 550=247500mm^2 \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2444.72 \times 10^3}{15} = 162981. mm^2$.condition vérifiée

b) Vérification au flambement après BAEL 91-rev99 (B.8.4, 1)

Pour la stabilité de forme d'un poteau soumis à une compression simple, la sollicitation normale Nu doit être :

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

- N_u : Effort normal ultime
- α : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ .

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ $\left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{longueur de flambement} \\ i : \text{Rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right) \end{array} \right.$

- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$)
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité *perpendiculaire au plan de flambement* ($I = \frac{bh^3}{12}$)
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation accidentel
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Résistance à la compression de béton ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

BAEL91rev99 « B.8.4.1 »

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{aligned} \right\}$$

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

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \times l_f = 0.7 \times l_0; \quad l_0 = 3.06 - 0.45\text{m}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \rightarrow \lambda_y = \lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.61}{0.55} = 11.51 \rightarrow \lambda_y = \lambda_x = 11.51$$

$\rightarrow \lambda = 11.51 < 50 \rightarrow$ pas de risque de flambement

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

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{11.51}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.83$$

$$- Br = (h - 2)(b - 2) = (55 - 2) \times (45 - 2) = 2279 \text{ cm}^2.$$

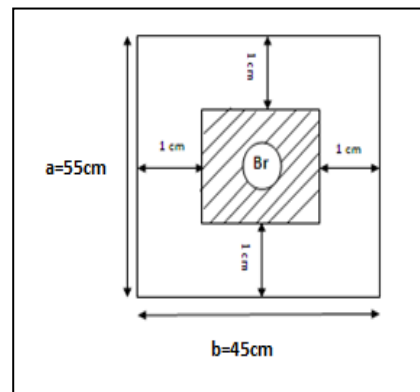


Fig. II.21. section réduite de poteau 7-B

$$- A = \max \left(A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA} \right)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{(0.2 \times 45 \times 55)}{100} = 4.95 \text{ cm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(45+55)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.7\%B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.7}{100} B = \frac{0.7}{100} (45 \times 55) = 17.325 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max(8; 17.33) = 17.325 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N}_u \leq 0.83 \times \left\{ \frac{227900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1732.5 \frac{400}{1.15} \right\} \rightarrow Nu \leq 4003.07 \text{ KN}$$

On choisie le poteau le plus chargée (4-C) G=1933,13KN Q=198.2 KN

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Nu = 1.35 \times 1933,13 + 1.5 \times 198.2 \Rightarrow Nu = 2907,03 \text{ KN}$$

Donc: 2907,03KN ≤ 4003.07KN → condition vérifiée.

c) **Vérification vis-à-vis du RPA 99version 2003 (ART 7.4.3, 1) :**

Pour le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

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

- **N_d** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- **B_c** : l'aire (section brute) de cette dernière.
- **f_{c28}** : la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$Nd = G + Q = 1933,13 + 198.2 = 1788.88 \text{ kN} = 1.78888 \text{ MN}$$

$$v = \frac{1.78888}{0.45 \times 0.55 \times 25} = 0.29 \leq 0.30 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (45 × 55) cm²

Chapitre III

Calcul

des éléments

secondaires

III.1 INTRODUCTION :

Dans toutes les structures on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudions les éléments secondaires (Plancher, Acrotère et escalier).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant :

- ✓ Le règlement BAEL91rev99
- ✓ Le règlement parasismique Algérien RPA99/2003

III.2: L'ACROTÈRE :

III.2.1 DEFINITION:

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse (accessible et inaccessible) son rôle pour éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de la pente et le plancher terrasse.

III.2.2 : MODE DE TRAVAIL :

- Le calcul sera fait en flexion composée pour une bande d'un mètre de longueur.
- La fissuration est préjudiciable.
- L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse.
- La surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- L'effort normal "N" est appliqué au centre de gravité (charge verticale) due son poids propre "G".

III.2.3. VERIFICATION DU FERRAILLAGE VIS-A-VIS DU SEISME :

❖ charge vertical :

$G=183.25 \text{ daN/ml}$ $Q=100 \text{ daN/ml}$

❖ forces horizontales :

D'après (RPA99.art .IV.6.2.3) :

les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur l'élément non structural et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p=4*A*C_p*W_p$$

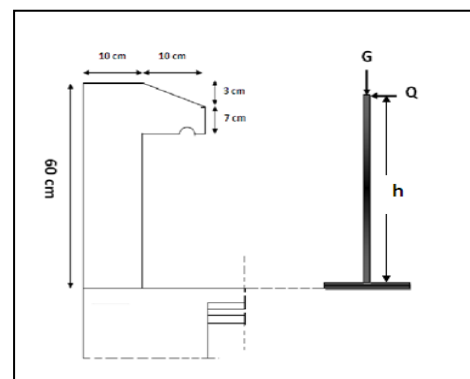


Fig.III.1.Schéma statiques de l'acrotère

A : coefficient d'accélération de zone varie selon la zone et le groupe d'usage. Voir Tab(4.1)

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8. Voir Tab (6.1)

W_p : poids de l'acrotère.

➤ L'acrotère est un élément en console => **C_p = 0.8**

➤ **A=0.15** (zone II.a , groupe d'usage2)

➤ **W_p=183.25 daN/ml**

$$. F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.25 \rightarrow F_p = 87.96 \text{ daN/ml}$$

$$F = \max (F_p, Q) \rightarrow F = 100 \text{ daN/ml}$$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.2. 4.SOLLICITATION:

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

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m.}$$

$$N = G = 183.25 \text{ daN}$$

$$T = Q = 100 \text{ daN}$$

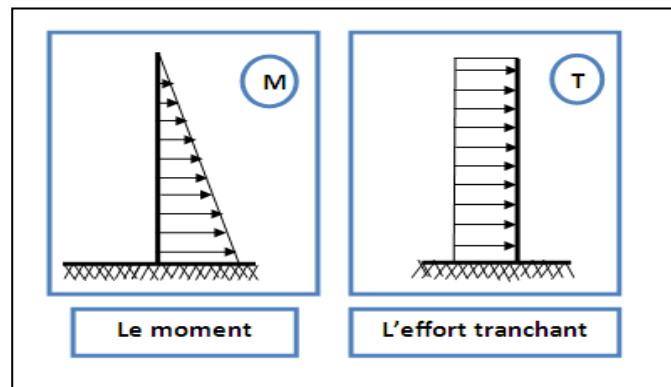


Fig.III.2. Diagramme de sollicitation

III.2.5 : COMBINAISON D'ACTION :

* **E.L.U** :

- $N_u = 1 \times N = 1832.5 \frac{N}{ml}$; le poids du béton travaille dans le cas favorable donc ne majore pas.

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

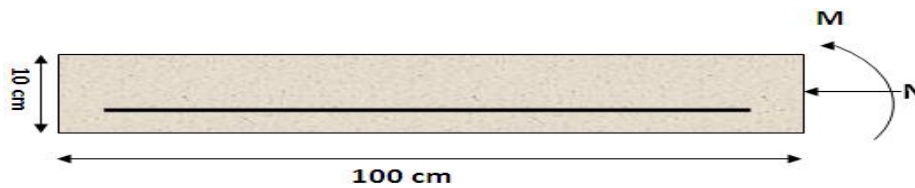
$$- T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1000 = 1500 \frac{N}{ml}$$

* **E.L.S** :

$$- N_{ser} = N = 1832.5 \frac{N}{ml}$$

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

III.2.6 : CALCUL DU FERRAILLAGE :



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100\text{cm}$ et de hauteur $h = 10\text{ cm}$ Acier FeE400 $d = 6\text{cm}$

On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries. ($C=3\text{cm}$)

III.2.6 .1.Armatures longitudinales:

❖ L'E.L.U :

✓ Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_U}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.49\text{m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05\text{m} \quad \rightarrow \quad e_G = 0.49 > \frac{h}{2} = 0.05\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

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

$$M_1 = M_U + N_U = \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b b d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0135}) = 0.0169$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.0169) = 0.993$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387\text{cm}^2$$

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

$$N : \text{Effort de compression} \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334\text{cm}^2$$

$M_1(N.m)$	μ	α	β	$A_1^u (cm^2)$	$A (cm^2)$
936.65	0.0135	0.017	0.993	0.387	0.334

❖ A P.E.L.S :

✓ Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{s_zr}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.33m \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée .}$$

✓ Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832.5 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 636.65 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b b d^2} = \frac{636.65}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \rightarrow \beta_1 = 0.956 \rightarrow K = 0.0095$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \rightarrow \sigma_b = 1.91 MPa$$

$$\sigma_b = 1.91 MPa < \overline{\sigma_b^1} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{636.65}{201.63 \times 0.956 \times 7} = 0.47 cm^2$$

✓ Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \overline{\sigma_s}} = 0.47 - \frac{1832.5}{100 \times 201.63} = 0.379 cm^2$$

✓ Condition De Non Fragilité : « B.A.E.L (A.4.2 ,1) »

$$P \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec } P = \frac{A^{\min}}{b.d}$$

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 6 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A^{\min} \geq 0.725 cm^2$$

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

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 cm^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u ; A_{ser} ; A_L ; A_{min}) \Rightarrow A = A_L = 2.5 cm^2$$

$$\text{On adopte : } A_\ell = 5 \emptyset 8 = 2.51 cm^2. \quad A_\ell : \text{armature longitudinale}$$

✓ Vérification De L'effort Tranchant « B.A.E.L (A.5.1, 1) »

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec V_u : l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime « Tu ».

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15000}{1000 \times 70} = 0.021$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) \quad \ll \text{Selon BAEL -A.5.1.211} \gg$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Armatures De Répartition :** « BAEL -A.8.2 ,41 »

$$A^r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) A^L = (0.628 \div 1.255)$$

$$\text{On adopte : } A_r = 3 \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement Des Armatures :** « BAEL - B.5.3, 3 »

$$A_\lambda = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \phi 6 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 20 \text{cm}$

III.2.7 .SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE :

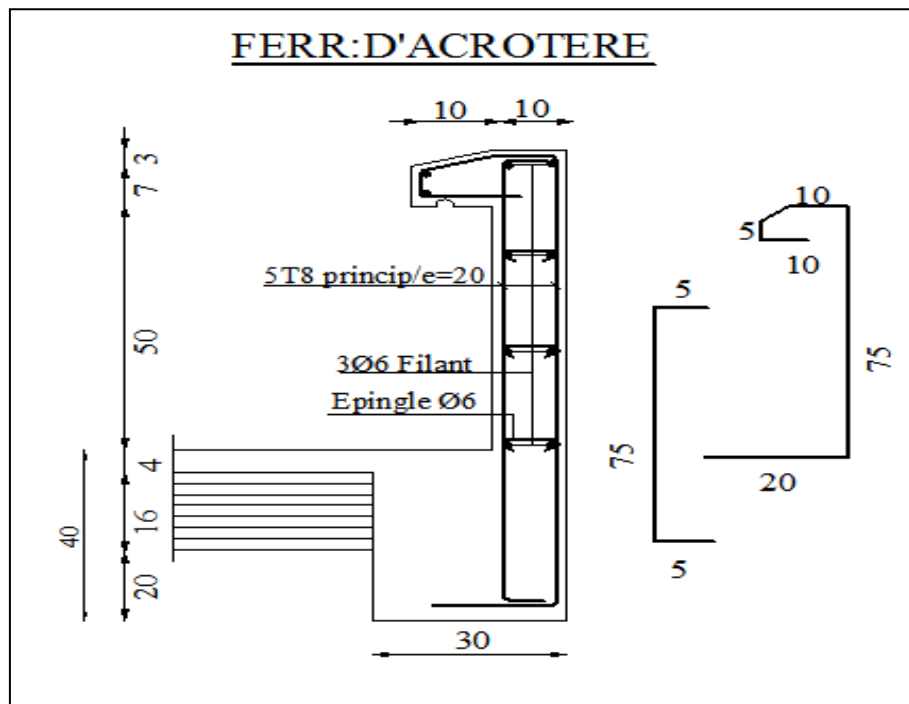


Fig.III.3.Le ferrailage de l'acrotère

III.3. LES ESCALIERS

III.3.1.INTRODUCTION :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III.3.2: METHODE DE CALCUL

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée .

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

❖ Combinaison des charges :

✓ Le palier

G (daN/m ²)	504
Q (daN/m ²)	250

✓ La volée (paillasse)

G (daN/m ²)	766
Q (daN/m ²)	250

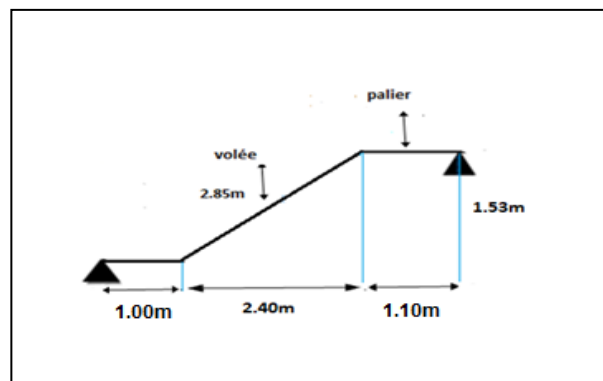


Fig III.4 :Schéma statique d'escalier

❖ Combinaison d'actions :

	E.L.U $P_u = 1.35 G + 1.5Q$ (daN/m ²)	E.L.S $P_{ser} = G + Q$ (daN/m ²)
Paillasse	1409.1	1016
Palier	1055.4	754

Tab.III.1 : Calcul des combinaisons d'escalier

III.3.3.DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

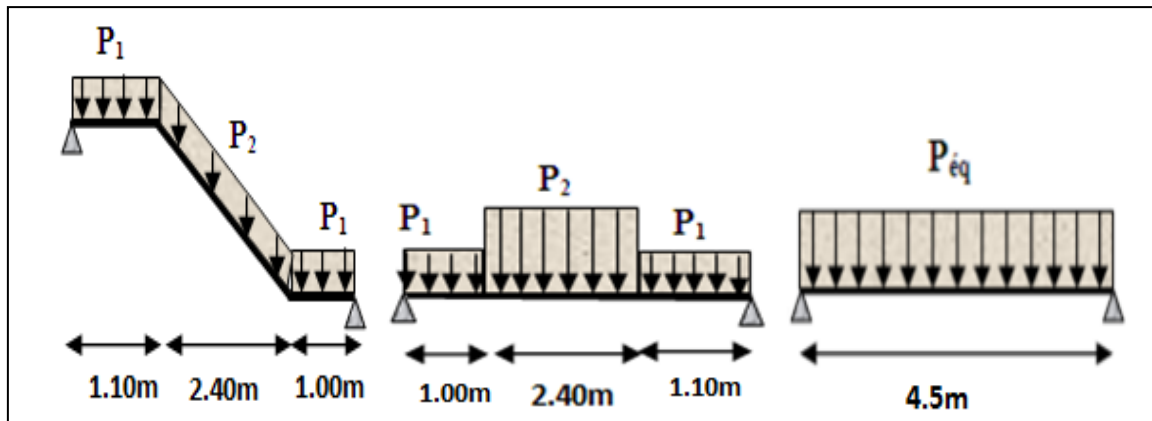


Fig.III.5.Les charge sur l'escalier

- La charge équivalente : $P_{\text{eq}} = \frac{P_1 L_1 + P_2 L_2 + P_3 L_3}{(L_1 + L_2 + L_3)}$
- Calcul des moments : $M_0 = \frac{P_{\text{eq}} \cdot l_{\text{eq}}^2}{8}$
- Moment en appuis : $M_a = 0.3 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$
- l'effort tranchant : $T = \frac{P_{\text{eq}} \times L_{\text{eq}}}{2}$

Tableau récapitulatif :

	Peq (N/ml)	M ₀ (N.m)	Ma = 0.3 M ₀	Mt = 0.85 M ₀	Tu (N)
ELU	12440.4	31489.8	9446.94	26766.3	27990.9
ELS	8937.3	22622.5	6786.75	19229.1	20108.9

❖ Les diagrammes des moments et l'effort tranchant :

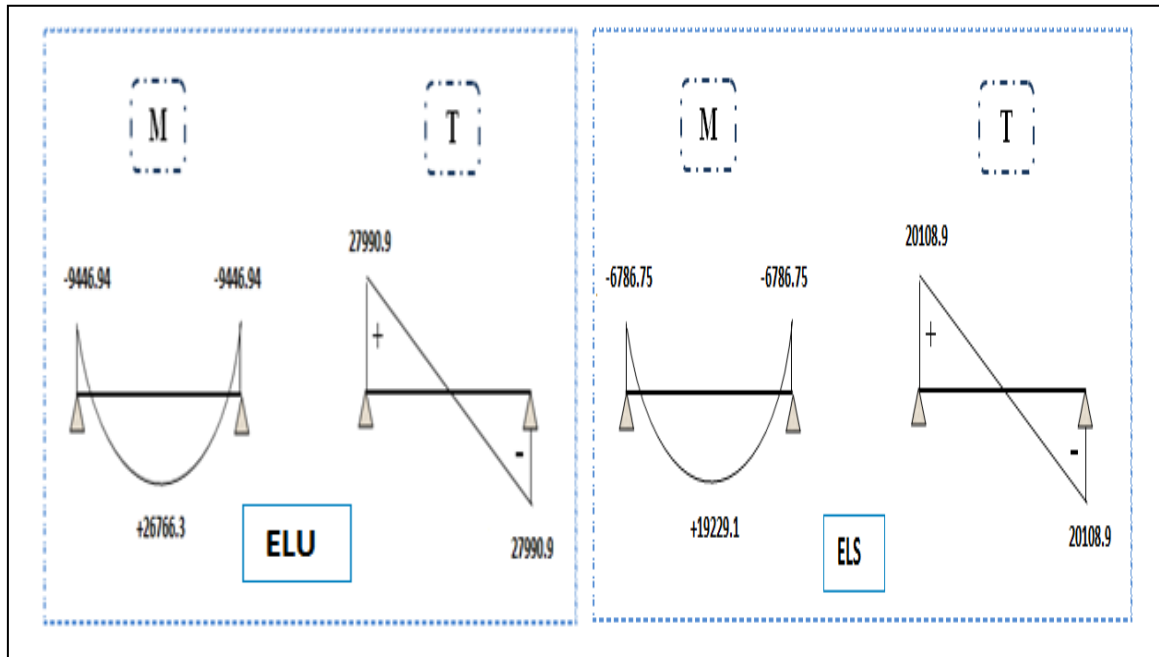


Figure III.6 : schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier

III .3.4.CALCUL DU FERRAILLAGE :

A) Armatures longitudinales :

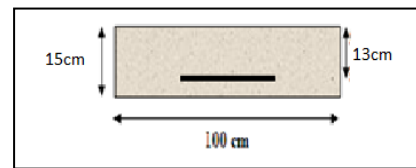
• ELU :

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$h=15 \text{ cm}$, $b=100\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d = h-c = 15-2=13 \text{ cm}$

$\mu l = 0.392$, $\mu < \mu l \rightarrow \dot{A} = 0$; avec : $\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

$\beta = (1- 0.4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1- \sqrt{1- 2\mu})$, $A = \frac{Mt}{\sigma_s \times \beta \times d}$



Désignation	Mu (daN.m)	μ	μl	Condition	A'	α	β	As (cm ²)
Travée	2676.63	0.0112	0.392	$\mu < \mu l$	0	0.014	0.994	5.95
Appui	944.694	0.0039	0.392	$\mu < \mu l$	0	0.005	0.998	2.09

• E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peu 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 :

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

	α	M_u (daN.m)	M_{ser} (daN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.014	2676.63	1922.91	1.39	25	0.195	vérifiée
Appuis	0.005	944.694	678.675	1.39	25	0.195	vérifiée

❖ Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal : CBA93 article (B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m \geq 0.001 \times 100 \times 16 = 1.60 \text{ cm}^2.$$

✓ **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A_{calcul} ; A_{min} ; A'_m)$

Eléments	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_m (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5.95	1.57	1.6	5.95	6HA12= 6.79
Appuis	2.09	1.57	1.6	2.09	6HA8 = 3.02

❖ Les armatures de répartition :

	$A_t = A_L / 4$ « cm ² »	A_{adopte} « cm ² »
Travée	1.69	4HA8 = 2.01
Appuis	0.63	2HA8= 1.01

❖ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{27990,9}{1000 \times 130} = 0.215 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \ll \text{ Selon BAEL art A. 5. 1, 211} \gg$$

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

$$\tau_u = 0.215 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)

	Armatures longitudinales	Armatures transversales
	$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$	$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$
Travée	$\frac{100}{5} = 20$	$\frac{100}{4} = 25$
Appuis	$\frac{100}{5} = 20$	$\frac{100}{4} = 25$

❖ Vérification de la flèche: « BAEL art B.6.5, 1 »

1) $\frac{h_t}{l} \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right] \rightarrow \frac{16}{450} = 0.036 \geq \max[0.0625; 0.085] \dots \text{condition non vérifiée.}$

2) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.95}{100 \times 13} = 0.0046 \leq 0.0105 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

3) $h_t < 8.00 \text{ m} \rightarrow 0.16 \text{ m} < 8.00 \text{ m} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

La condition (1) n'a pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, pour les éléments supports reposant sur **2 appuis** et la portée **L** au plus

égale à **5 m** « Selon(BAEL)-art B.6.5, 3 ».

❖ Evaluation des flèches : CBA93 article (B.6.5.2) :

✓ Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{(100 \times 16 \times \frac{16}{2}) + (15 \times 6.79 \times 13)}{(100 \times 16) + (15 \times 6.79)} = 8.29 \text{ cm}$$

Alors : $Y'_G = h - Y_G = 16 - 8.29 = 7.71 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 13 - 8.29 = 4.71 \text{ cm}$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{12} + 15.A.(d - y^2) = \frac{100 \times 8.29^3}{12} + 15 * 6.79 * (13 - 8.29)^2 = 7007.1 \text{ cm}^4$$

✓ **Flèches pour la section fissurée :** cour BAEL91 rev99 « 8.2.3 »

Le moment d'inertie fictif (ou fissurée) $I_f = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda \mu}$

✓ **Moment d'inertie de la section homogène:**

C'est un moment d'inertie de la section non fissure homogène par rapport au béton.

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_G^3 + Y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = \frac{100}{3} (8.29^3 + 7.71^3) + 15 \times 6.79 \times 4.71^2$$

$$= 36527.34 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot b \cdot f_{t28}}{[(2b + 3b_0)\rho]}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

Pour les déformations instantanée : $b=b_0=100 \text{ cm}$, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

$$\rho = \frac{5.95}{100 \times 13} = 0.0046 \rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 100 \times 2.1}{[(2 \times 100 + 3 \times 100) 0.0046]} = 4.57$$

- **Déformations différée « long durée » :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 4.57 = 1.828$$

❖ **Calcul des moments fléchissant à E.L.S :**

✓ **Calcul g :** C'est l'ensemble des charges permanentes.

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

$$g = \frac{(5040 \times 2.1) + (7660 \times 2.4)}{2.1 + 2.4} = \frac{6437.33 \text{ N}}{\text{m}}$$

✓ **Calcul j :** C'est l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

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

$$j = \frac{[(4000 \times 2.1)] + [(4750 + 1870)] \times 2.4}{4.5} = 5397.33 \text{ N/m}$$

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

$$p = g + Q$$

$$p = 6437.33 + 2500 = 8897.33 \text{ N/m}$$

- ❖ **Les moments correspondants :**

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6437.33 \times 4.5^2}{8} = 13837.40 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5397.33 \times 4.5^2}{8} = 11612.69 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8897.33 \times 4.5^2}{8} = 19143.16 \text{ N.m}$$

- ❖ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

$$\sigma_g^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_g = \frac{(13 - 8.26)}{7007.1} \times 15 \times 13837.40 = 140.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_j = \frac{(13 - 8.26)}{7007.1} \times 15 \times 11612.69 = 117.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_p = \frac{(13 - 8.26)}{7007.1} \times 15 \times 19143.16 = 194.24 \text{ Mpa}$$

- ❖ **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0046 \times 140.41 + 2.1} = 0.78$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0046 \times 117.83 + 2.1} = 0.86$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0046 \times 194.24 + 2.1} = 0.65$$

- ❖ **Calcul des inerties :**

$$I_{fv}^g = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda v \times \mu_g)} = \frac{(1,1 \times 36527.34)}{(1 + 1.828 \times 0.78)} = 16563 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda i \times \mu_g)} = \frac{(1,1 \times 36527.34)}{(1 + 4.57 \times 0.78)} = 8802.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda i \times \mu_j)} = \frac{(1,1 \times 36527.34)}{(1 + 4.57 \times 0.86)} = 8149.8 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = \frac{(1,1I_0)}{(1 + \lambda i \times \mu P)} = \frac{(1,1 \times 36527.34)}{(1 + 4.57 \times 0.65)} = 10120 \text{ cm}^4$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantané :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91. art A. 2. 1. 21})$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91. art A. 2. 1. 22})$$

❖ **Flèche correspondant :**

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[13837.40 \times (450^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 16563]} = 1.56 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[13837.40 \times (450^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 8802.5]} = 0.99 \text{ cm}$$

$$f_i^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[11612.69 \times (450^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 8149.8]} = 0.89 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^p} = \frac{[19143.16 \times (450^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 10120]} = 1.19 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5 \text{ m}$ on a :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + [(f)_{pi} - f_{gi}] = 0.87 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.3.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER :

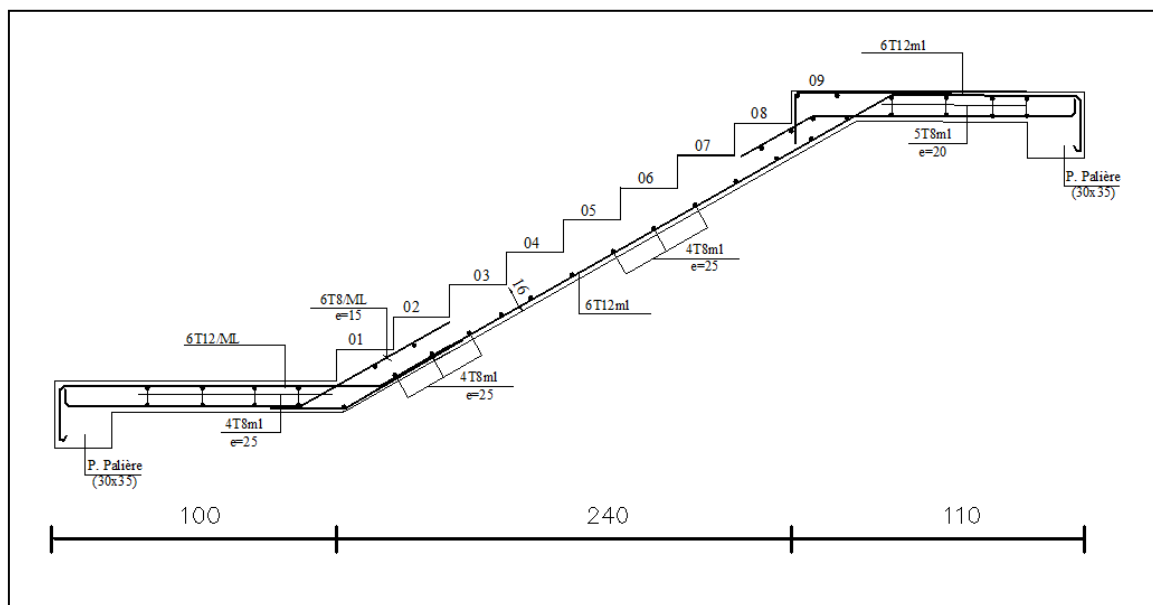


Fig.III.7. ferrailage de l'escalier

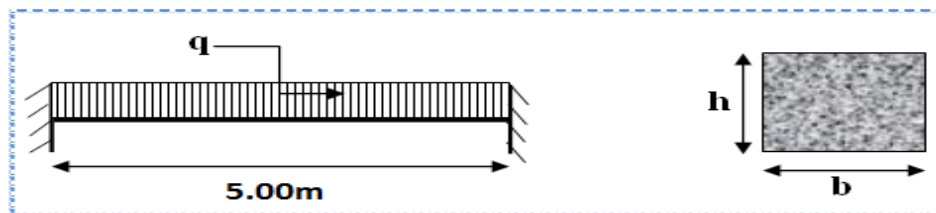
III.4.POUTRE PALIERE

III.4 .1.INTRODUCTION :

La poutre palier est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle se calcule en flexion simple et en torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre P_g .
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur P_m .

Avec le schéma statique suivant :



III.4.2. DIMENSIONNEMENT :

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

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palier (30×35) cm².

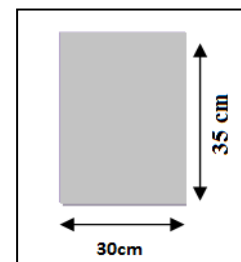


Fig III.8 : poutre palier

III.4.3. ÉVALUATION DES CHARGES :

Poids propre de la poutre : $g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63\text{KN/ml}$

poids du mur : $p_m = 1.18 \times 2.81 = 3.32 \text{ KN/ml}$

Poids de palier : $p_1 = 5.04\text{KN/ml}$

Poids de la paillasse : $p_2 = 7.66 \text{ KN/ml}$

La réaction d'escalier : $P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 6.44 \times \frac{4.5}{2} = 14.484 \text{ KN/ml}$

III.4.4. CALCUL DU FERRAILLAGE :

- Calcul de la poutre à la flexion :

Les charges permanentes : $G = g + p + p_m = 20.434 \text{ KN/ml}$

La surcharge : $q = 2.5\text{KN/ml}$

➤ **Combinaison d'action :**

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $P_s = G + Q$

$$M_t = \frac{P \times l^2}{24} \qquad M_a = \frac{P \times l^2}{12} \qquad T = \frac{p \times l}{2} \qquad l = 5.00m$$

	P (KN /ml)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	T _u (KN)
ELU	31.34	65.29	32.645	78.35
ELS	22.93	47.77	23.88	57.33

Tab .III.2. Moments et Effort Tranchants du Poutre palière

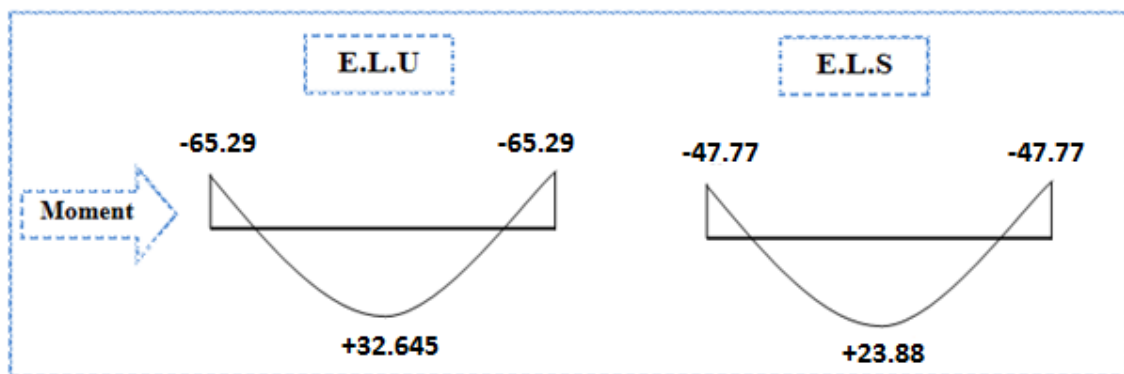


Fig.III.9 . Diagramme de moment

➤ **Armature longitudinale :**

❖ **E.L.U :**

L'enrobage : $c = 3cm$, $d = h - c = 35 - 3 = 32cm$, $b = 30 cm$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	M _u (N.m)	μ	μ_l	α	β	A _{cal}
Travée	32645	0.075	0.392	0.097	0.96	3.05
Appui	65290	0.149	0.392	0.203	0.92	6.37

❖ **E.L.S :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Elément	$M_U(N.m)$	$M_S(N.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	32645	23880	1.367	0.097	0.184	CV
Appui	65290	47770	1.366	0.203	0.183	CV

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

➤ **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

➤ **Pourcentage minimale : RPA99 /V2003**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% . b . h$$

Elément	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}	A_{adopte}
Travée	3.05	1.159	1.05	5.25	5.25	6HA12= 6.79cm²
Appui	6.37	1.159	1.05	5.25	6.37	6HA12= 6.79cm²

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{90080}{300 \times 320} = 0.94 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad C.V$$

- * Selon **BAEL91**, les armatures transversale ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10} \right\} \quad \rightarrow \quad \phi \leq \min \{1; 1.2; 3\} \quad \rightarrow \quad \phi = 8 \text{ mm} ; \text{cadre } \phi 8$$

➤ **Armatures Transversales :**

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

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

-Dans la zone nodale : $A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187\text{cm}^2$, on adopte **2T8=1,01 cm²**

-Dans la zone courante : $S \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83\text{cm}^2$, donc on adopte **4T8 =2,01 cm²**.

- la longueur de la zone nodale : $L'=2h= 70\text{cm}$

➤ **Vérification De La Flèche : CBA93 article (B.6.5.2)**

D'après le CBA93 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{500} = 0,07 \rightarrow \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{500} = 0,07 \geq \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,37}{30 \times 32} = 0,0066 \leq 0,01 \dots \dots \dots CV$$

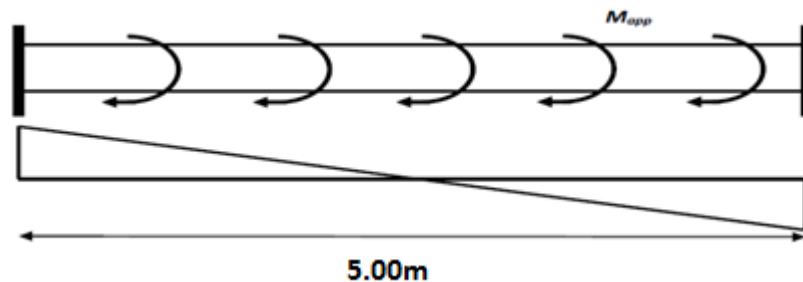
Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

➤ **Calcul de la poutre a la torsion :**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_{\text{tor}} = M_a \text{ (Escalier).} = 9446,94\text{N.m}$$



➤ **Vérification du béton :**

***Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL (art A.5.4.21)**

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2. \Omega. b_0} \Rightarrow \text{formul de "RAUSCH"}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 9446,94\text{N.m}$)

$$b_0 = e = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2 = 750 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{9446.94}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.259 \text{ MPa}$$

***Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_T^2 + \tau_V^2 \leq \tau_{lim}^2 \quad \text{selon [BAEL] (article A. 5. 4. 3)}$$

$$\tau_{lim} = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \quad \text{selon [BAEL] (article A. 5. 1. 2. 1. 1)}$$

$$0.94^2 + 1.259^2 = 2.469 \text{ MPa} < 2.5^2 = 6.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{ondition vérifiée.}$$

***Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad U : \text{paramètre de l'aire } \Omega \text{ de la section efficace.}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm} \rightarrow 1.1 \text{ m}$$

$$A_\ell = \frac{1.1 \times 9446.94 \times 10^{-2}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

***Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{9.44694 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} = 2.715 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.272 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

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

➤ **Pourcentage minimal :**

A) Armature longitudinale.

$$\frac{\sum A_l \times f_e}{b_0 \times U} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{selon pratique du BAEL91 chapitre 10. I. 3. 2. 2 p 244}$$

$$b_0 = b_t = 5 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1.99 \times 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 1.1} = 1.45 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots [C.V]$$

B) Armature transversale : selon pratique du BAEL91 chapitre 10. I. 3. 1. 2

$$\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.715 \times 10^{-5} \times 400}{0.05 \times 0.15} = 1.448 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots [C.V]$$

➤ Les armatures totales

A) Armatures longitudinales

$$A_l^{tot} = A_l^{flexion} + A_l^{torsion}$$

• En appui

➤ Nappe supérieures

$$A_l^{tot} = A_l^{fle} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6.79 + \frac{1.99}{2} = 7.79cm^2 \rightarrow \text{Soit : } A_l^{tot} = 7HA 12 = 7.92 cm^2$$

• En travée

➤ Nappe inferieure

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6.03 + \frac{1.99}{2} = 7.03cm^2 \rightarrow \text{Soit : } A_l^{tot} = 5HA14 = 7.70 cm^2$$

B) Armatures transversales

$$A_t^{tot} = A_t^{fle} + A_t^{tor} = 1.83 + 0.272 = 2.102 cm^2 \rightarrow \text{Soit : } A_t^{tot} = 2HA12 = 2.26 cm^2$$

III.4.5.SCHEMA DE FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE :

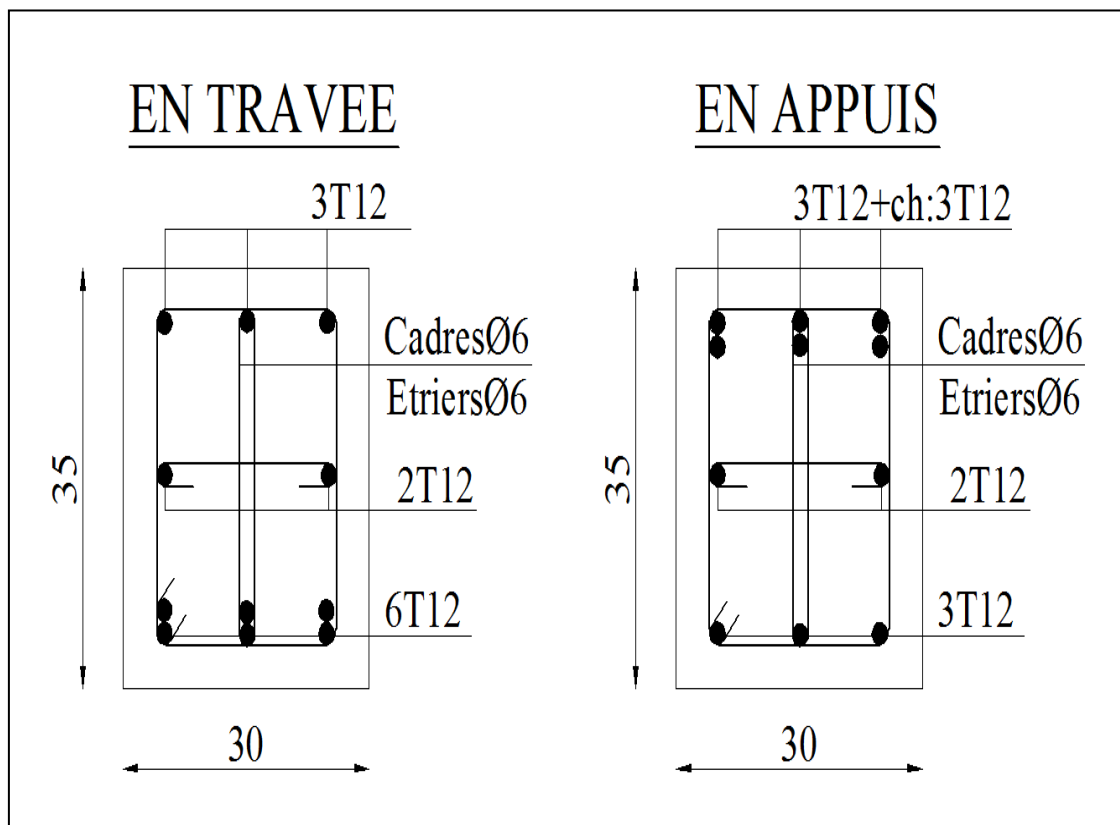


Fig.III.10.Ferraillage de la poutre palier (appuis et travée)

III.5. BALCON :

III.5.1.INTRODUCTION :

Dans les bâtiments usage d'habitation, Le balcon est un élément décoratifs, les balcons sont ancrés dans les poutres et sont sollicités en flexion simple.

Le type de balcon à étudier est représenté par la figure ci-dessous :

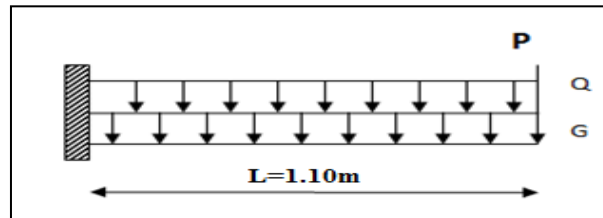


Fig-III.11 : schéma statique

III.5.2.METHODE DE CALCUL :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

$$L_x=1.10m \quad ; \quad l_y=3.5m$$

III.5.3.COMBINAISON DES CHARGES:

➤ **terrasse :**

$$g = G \times 1m = 5.44 \times 1 = 5.44 \text{ kN/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P_t = 1.8325 \text{ KN/ml} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

➤ **Étage courant :**

La hauteur du mur : $h = 1.5m$

On prend une bande de 1 m.

Poids propre $G = 4.60 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Murs extérieurs $P_e = 1.967 * 1.5 = 2.95 \text{ KN/m}$

III.5.4.CALCUL DES SOLLICITATIONS :

$$M_g = \frac{g}{2} l^2; \quad M_q = \frac{q}{2} l^2 \quad ; \quad M_p = pl; \quad Tg = gl \quad ; \quad Tq = ql \quad ; \quad Tp = p$$

	M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
Terrasse	3291.2	605	2015.75	5984	1100	1832.5
Étage courant	2783	2117.5	3245	5060	3850	2950

Tab.III.3.sollicitations du balcon

III.5.5.LES COMBINAISONS D’ACTION :

✓ E.L.U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

✓ E.L.S :

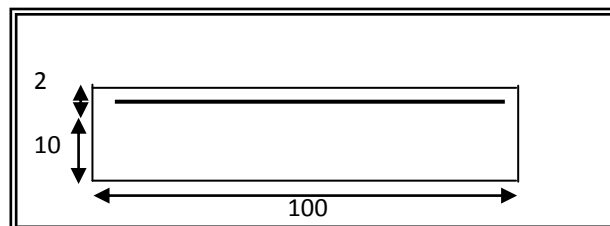
$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (N.m)	8071.88	11314.05
	T_u (N)	12202.28	16588.5
ELS	M_{ser} (N.m)	6214.45	9204.25

Tab.III.4. les combinaisons du balcon

III.5.6.CALCUL DU FERRAILLAGE :

1.Armatures Longitudinales :



➤ Étage courant :

✓ E.L.U :

$$M_u = 11314.05 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11314.05}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.079$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.079 \Rightarrow \alpha = 0.103 \rightarrow \beta = 0.96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11314.05}{348 \times 0.96 \times 10} = 3.39 \text{ cm}^2$$

✓ **E.L.S :**

- La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25MPa$$

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
11314.05	9204.25	1.229	0.103	0.365	V

- **Pourcentage minimale :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 12 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** BAEL (art A.4.2)

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.208 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min})$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
3.39	1.208	1.2	3.39	4T12 = 4.52

➤ **terrasse :**

✓ **E.L.U :**

M_u (N.m)	M	μ_t	α	B	A_u (cm ²)
8071.88	0.0568	0,392	0.073	0.97	2.39

✓ **E.L.S :**

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
8071.88	6214.45	1.299	0.073	0.399	V

➤ **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2.39	1.208	1,2	2.39	4T10 = 3.14

2. Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$T_u = 16588.5N$

$$\tau = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{16588.5}{1000 \times 100} = 0.166 MPa$$

fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5MPa\} = 3,25 MPa$.

$\tau_u = 0.207 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \rightarrow (C.V)$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Les Armatures De Répartition :

➤ Terrasse:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 cm^2$$

Soit : $A_r = 4\text{Ø}8 = 2.01 cm^2$

➤ Étage courant :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2$$

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

4. Espacement Entre Les Armatures :

➤ **Les armatures longitudinales :**

- Terrasse: $S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$

➤ **Les armatures transversales :**

- Terrasse : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 cm$. Soit : $S_t = 30 cm$.

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{3} = 30 cm$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min (3h, 33cm) \Rightarrow S_t^l = 25 cm \text{ p } 30 cm.$$

$$S_t^r \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30 \text{ cm p } 40 \text{ cm.}$$

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{12}{110} = 0.109 > 0.1 \quad (M_t=M_o) \quad (c.v)$

- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

A/ Étage courant : $\frac{4.52}{100 \times 10} = 0.00452 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow (c.v)$

B/ Terrasse : $\frac{3.39}{100 \times 10} = 0.00339 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow c.v$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{110} = 0.109 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow (c.v)$

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

III.5.7.FERRAILLAGE DU BALCON:

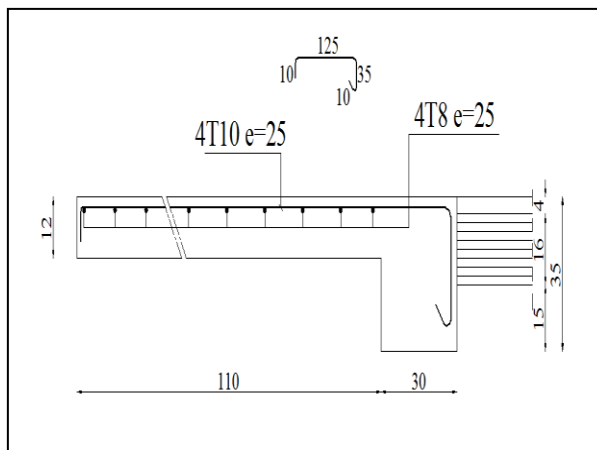


Fig.III.12. ferrailage du consol de terrasse

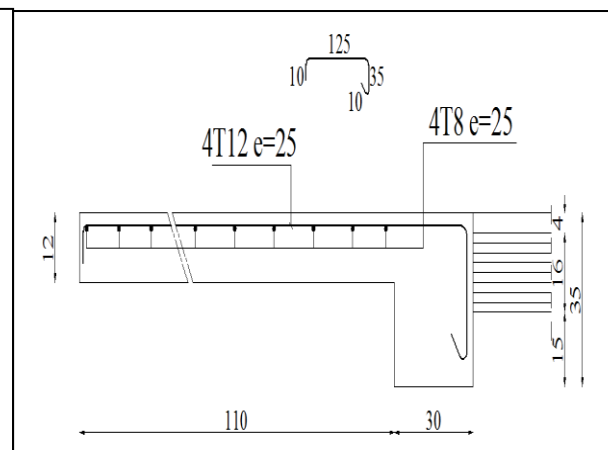


Fig.III.13 : ferrailage du consol d'étage

III.6.ETUDES DES PLANCHERS :

III.6.1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et Acoustique.

III.6.2. FONCTIONS NECESSAIRES DU PLANCHER :

- Résistance mécanique
- Rigidité aux déformations
- Etanchéité
- Isolation thermique
- Résistance à l'incendie accidentel
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication.

III.6.3. CONCEPTION DES PLANCHERS :

Plancher (20+4) { - poutrelles (des éléments porteurs ; coulées sur place)
 - Corps-creux (20x20x65) cm³
 - dalle de compression (4 cm d'épaisseur)

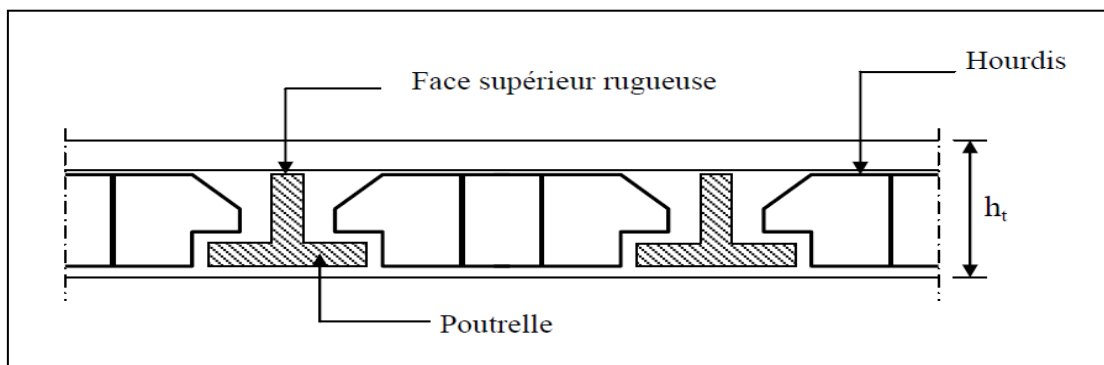


Fig.III.14.Plancher à corps creux

III.6.4. CALCUL DES POUTRELLES

1-méthodes forfaitaire :

➤ Condition d'application :

- $$\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie constante (I)

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

- La fissuration peu nuisible

➤ **calcul des moments :**

✓ **Les moments en appui :**

- 0.2M₀ pour appui de rive
- 0.6M₀ pour poutre de deux travées
- 0.5M₀ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- 0.4M₀ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

✓ **Les moments en travées :**

- $M_t \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0Travée} \rightarrow$ Travée de rive
- $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ Travée intermédiaire
- avec : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

➤ **des efforts tranchants :**

$$T^d = -\frac{PL}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \qquad T^g = \frac{PL}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

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 :**

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

- Avec $c : M_0 = \frac{ql^2}{2}$

L'abscisse à de l'appui gauche (w): $X_{MT} (m) = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$

- Les moments en travées :

$$M_t = \frac{qx_{tm}^2}{2} + \left[\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right] x + M_w$$

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 :

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

Où « l » représente la portée de la travée libre.

➤ des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \qquad T_e = -\frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

III.6.5.CALCUL DES PLANCHERS :

➤ Les types des planchers :

Nous avons trois types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse.

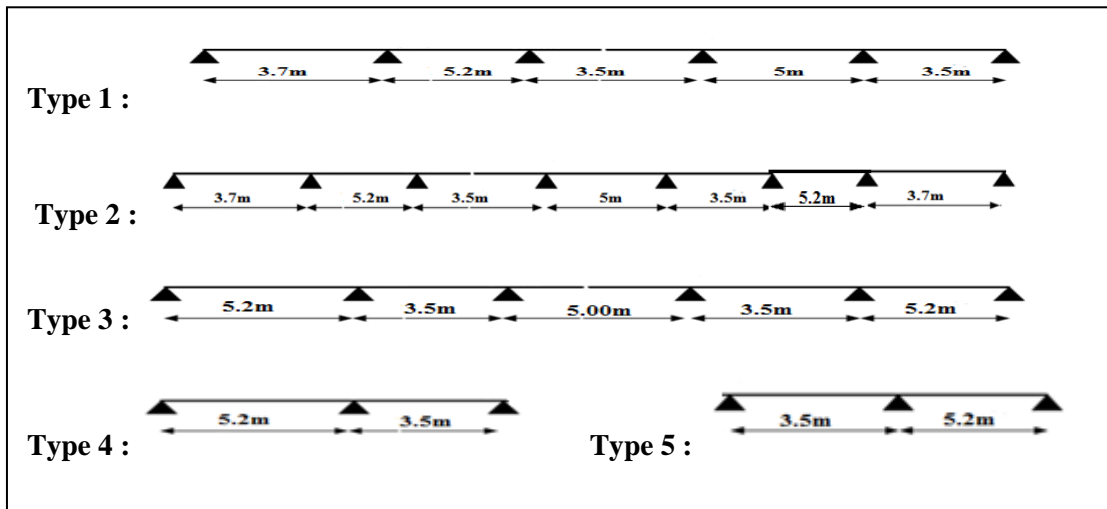


Fig.III.15.types de nervures

❖ **Combinaisons d'actions :**

E.L.U. :

$$C = (1,35g + 1,5 q)*0.65$$

$$D = (1.35g)*0.65$$

E.L.S. :

$$C = (G + Q)*0.65$$

$$D = g*0.65$$

A. plancher terrasse : **G = 6.53** **Q = 1**

➤ **TYPE 01. :**

-Les conditions

- $1000 \leq 2 \times 6530 = 13060 \text{ N}$ (condition vérifier)
- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad \text{..... (condition. non Vérifier)}$$

- Fissuration peu nuisible (condition vérifier)

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

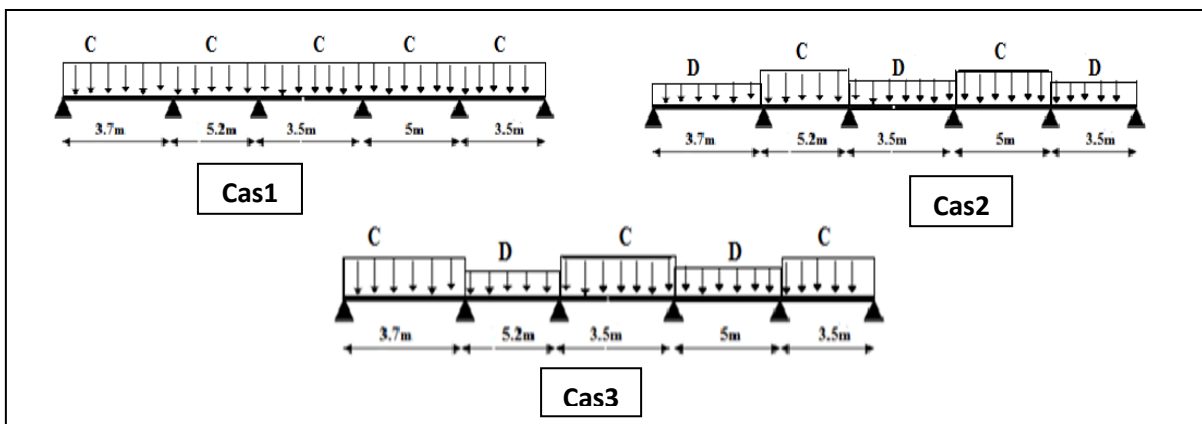


Fig.III.16.Cas de chargement pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L'(m)	3.7	4.16	2.8	4	3.5	
L (m)	3.7	5.2	3.5	5	3.5	
ELU						
C	6.71	6.71	6.71	6.71	6.71	
D	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	
M _a cas1 (KN.m)	0	-12. 32	-10. 66	-9. 98	-11. 25	0

$M_{a\text{cas}2}$ (KN.m)	0	- 11. 58	-10. 29	- 9. 61	-10. 59	0
$M_{a\text{cas}3}$ (KN.m)	0	-11. 26	-9. 46	-8. 89	-6. 12	0
$X_{M\text{tmax}}$	1. 39	2.64	1.77	2.47	2.19	
M_t (KN.m)	6. 48	11. 80	1. 05	10. 86	9. 97	
V_w (KN)	9.37	17. 69	11. 91	16. 58	13. 49	
V_e (KN)	-15. 45	-17. 19	-11. 58	-16. 97	-9. 99	
ELS						
C	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89	
D	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	
$M_{a\text{cas}1}$ (KN.m)	0	-8. 98	-7. 77	-7. 27	-8. 19	0
$M_{a\text{cas}2}$ (KN.m)	0	-8. 48	-7. 52	-7. 02	-7. 76	0
$M_{a\text{cas}3}$ (KN.m)	0	-8. 27	-6. 97	-6. 55	-7. 54	0
$X_{M\text{tmax}}$	1.39	2.64	1.77	2.47	2.27	
M_t (KN.m)	4. 72	8. 56	0.69	7. 89	5. 06	
V_w (KN)	6. 81	12. 89	8. 67	12. 07	10. 71	
V_e (KN)	-11. 28	-12. 52	-8. 43	-12. 37	-7. 01	

Tab .III.5. Récapitulatif planchers Terrasse type 1 cas de l'ELU et l'ELS

➤ **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

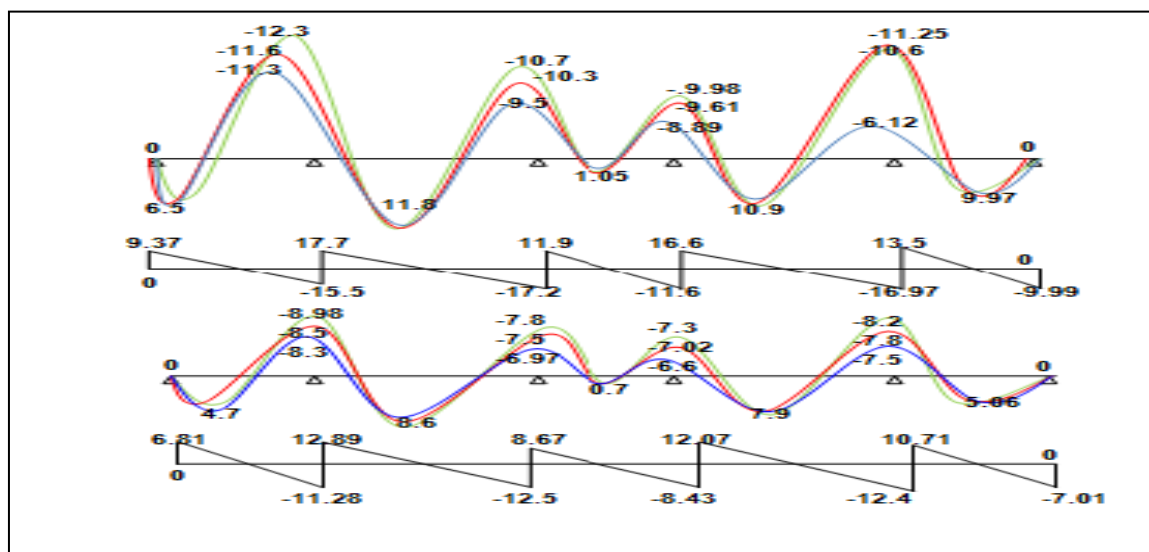


Fig III.17. Des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type1

- Remarque : █ Plancher terrasse Type1 de cas 1
█ Plancher terrasse Type1 de cas 2
█ Plancher terrasse Type1 de cas 3

➤ TYPE 02 :

Cas de chargement :

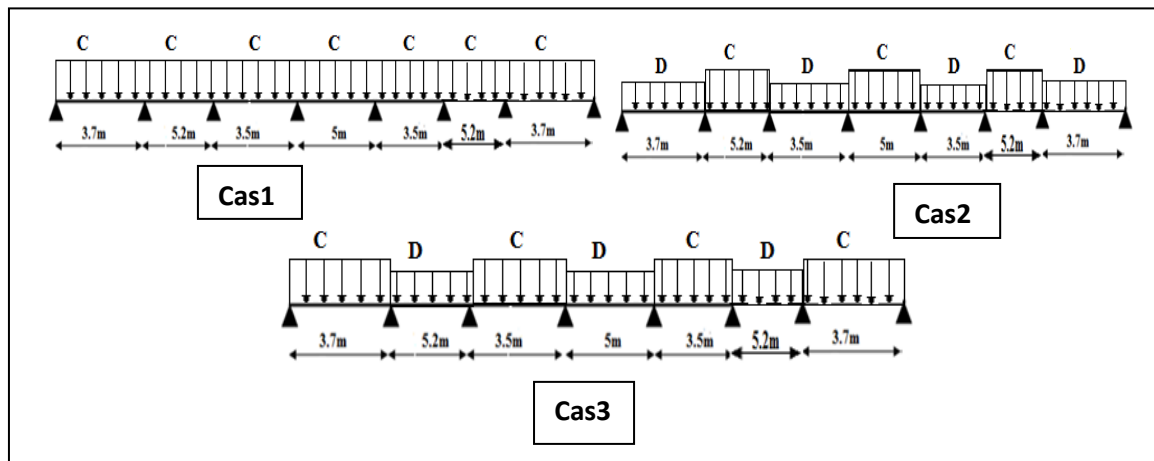


Fig.III.18.Cas de chargement pour type 2

-ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L'(m)	3.7	4.16	2.8	4	2.8	4.16	3.7	
ELU								
C	6.71	6.71	6.71	6.71	6.71	6.71	6.71	
D	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	
M _a cas1 (KN.m)	0	- 12. 31	-10. 66	-9. 98	-9.98	-10. 66	-12.31	0
M _a cas2 (KN.m)	0	- 11. 58	-10. 29	- 9. 61	- 9. 61	-10. 29	- 11. 58	0
M _a cas3 (KN.m)	0	-11. 26	-9. 46	-8. 89	-8.89	-9. 46	-11. 26	0
X _{Mtmax}	1. 39	2.64	1.77	2.5	1.77	2.64	1.27	
M _t (KN.m)	6. 48	11. 80	1. 05	11.35	1. 62	13. 09	-5. 84	
V _w (KN)	9.37	17. 69	11. 91	16. 77	11. 58	17. 19	15.46	

V_e (KN)	-15.45	-17.19	-11.58	-15.77	-11.90	-17.69	-9.37	
ELS								
C	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89	
D	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	
M_a cas1 (KN.m)	0	-8.98	-7.77	-7.27	-7.27	-7.77	-8.98	0
M_a cas2 (KN.m)	0	-8.48	-7.52	-7.02	-7.02	-7.52	-8.48	0
M_a cas3 (KN.m)	0	-8.27	-6.97	-6.55	-6.55	-6.97	-8.27	0
X_{Mtmax}	1.39	2.64	1.77	2.5	1.72	2.56	2.31	
M_t (KN.m)	4.72	8.56	0.69	8.26	0.68	8.50	4.77	
V_w (KN)	6.81	12.89	8.67	12.22	8.43	12.52	11.28	
V_e (KN)	-11.28	-12.52	-8.43	-12.22	-8.67	-12.89	-6.81	

Tab.III.6. Récapitulatif planchers Terrasse type 2 cas de l'ELU et l'ELS

➤ **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

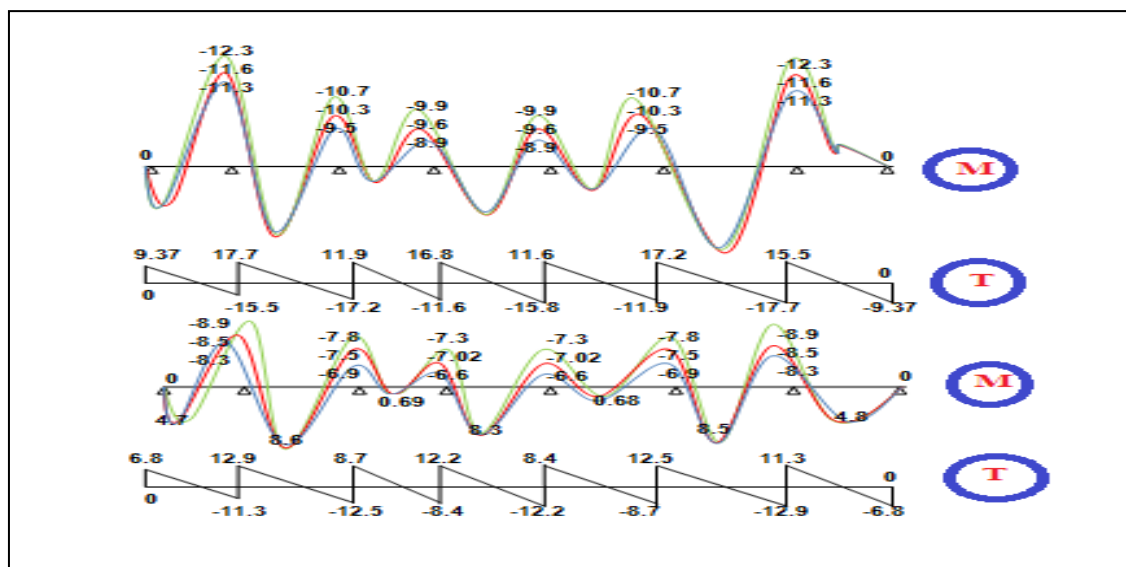


Fig III.19. Des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse

- Remarque : █ Plancher terrasse Type1 de cas 1
█ Plancher terrasse Type1 de cas 2
█ Plancher terrasse Type1 de cas 3

B.plancher étage :

➤ TYPE 01 :

- Les conditions : $G = 5.4$ $Q = 1.5$
- $1000 \leq 2 \times 5400 = 10800 \text{ N}$ (condition vérifier)
- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad \text{..... (condition. non Vérifier)}$$

- Fissuration peu nuisible (condition vérifier)

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

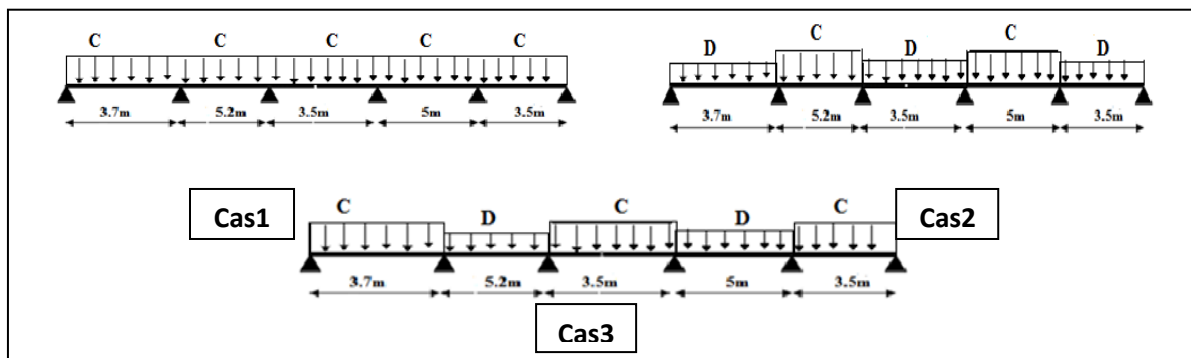


Fig.III.20.Cas de chargement pour type1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L'(m)	3.7	4.16	2.8	4	3.5	
ELU						
C	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	
D	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	
M _a cas1 (KN.m)	0	-11.38	-9.84	-9.22	-10.39	0
M _a cas2 (KN.m)	0	-10.27	-9.30	-8.66	-9.41	0

M_a cas3 (KN.m)	0	-9.80	-8.06	-7.59	-8.93	0
X_{Mtmax}	1.42	2.63	1.77	2.48	2.16	
M_t (KN.m)	6.25	11.16	1.64	10.40	6.48	
V_w (KN)	8.82	16.30	10.98	15.35	13.88	
V_e (KN)	-14.12	-15.93	-10.71	-15.65	-9.06	
ELS						
C	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	
D	3.51	3.51	3.51	3.51	3.51	
M_a cas1 (KN.m)	0	-8.23	-7.12	-6.66	-7.51	0
M_a cas2 (KN.m)	0	-7.68	-6.76	-6.29	-6.85	0
M_a cas3 (KN.m)	0	-7.18	-9.13	-8.59	-6.54	0
X_{Mtmax}	1.42	2.64	1.77	2.47	2.16	
M_t (KN.m)	4.51	7.93	-2.11	7.37	3.91	
V_w (KN)	6.35	11.83	7.99	11.08	9.70	
V_e (KN)	-10.23	-11.48	-7.68	-11.31	-5.97	

Tab .III.7. Récapitulatif planchers étage type 1 cas de l'ELU et l'ELS

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

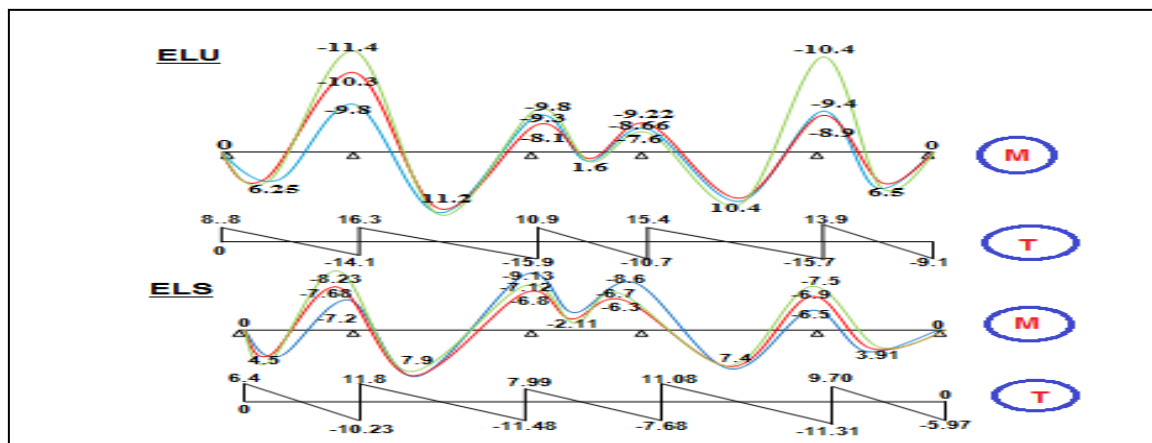


Fig III.21. Des moments et l'effort tranchant de plancher étage Type1

- Remarque : █ plancher étage Type1 de cas 1
█ plancher étage Type1 de cas 2
█ plancher étage Type1 de cas 3

➤ TYPE 02 :

Cas de chargement :

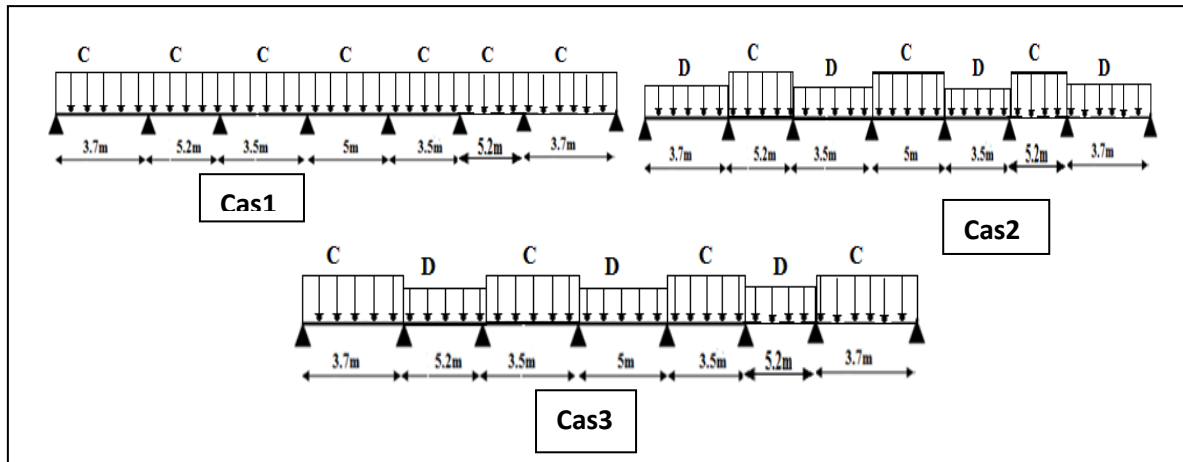


Fig.III.22.Cas de chargement pour type2

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L'(m)	3.7	5.2	3.5	5	3.5	5.2	3.7	
L'(m)	3.7	4.16	2.8	4	2.8	4.16	3.7	
ELU								
C	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	
D	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	
M _a cas1 (KN.m)	0	-11.38	-9.84	-9.22	-9.22	-9.84	-11.38	0
M _a cas2 (KN.m)	0	-10.27	-9.30	-8.66	-8.66	-9.30	-10.27	0
M _a cas3 (KN.m)	0	-9.80	-8.06	-7.59	-7.59	-8.06	-9.80	0
X _{Mtmax}	1.42	2.63	1.77	2.5	1.72	2.57	2.28	
M _t (KN.m)	6.25	11.16	1.64	10.71	1.68	11.15	6.31	
V _w (KN)	8.82	16.30	10.98	15.50	10.71	15.93	14.12	

V_e (KN)	-14.12	-15.93	-10.71	-15.50	-10.98	-16.30	-8.82	
ELS								
C	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	
D	3.51	3.51	3.51	3.51	3.51	3.51	3.51	
M_a cas1 (KN.m)	0	-8.23	-7.12	-6.66	-6.66	-7.12	-8.23	0
M_a cas2 (KN.m)	0	-7.68	-6.76	-6.29	-6.29	-6.76	-7.68	0
M_a cas3 (KN.m)	0	-7.18	-9.13	-8.59	-8.59	-9.13	-11.05	0
X_{Mtmax}	1.42	2.64	1.77	2.5	1.73	2.56	2.21	
M_t (KN.m)	4.51	7.93	-2.11	7.71	1.13	7.93	3.77	
V_w (KN)	6.35	11.83	7.94	11.21	7.74	11.48	10.23	
V_e (KN)	-10.23	-11.48	-7.74	-11.21	-7.94	-11.84	-6.35	

Tab .III.8. Récapitulatif planchers étage type 2 cas de l'ELU et l'ELS

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

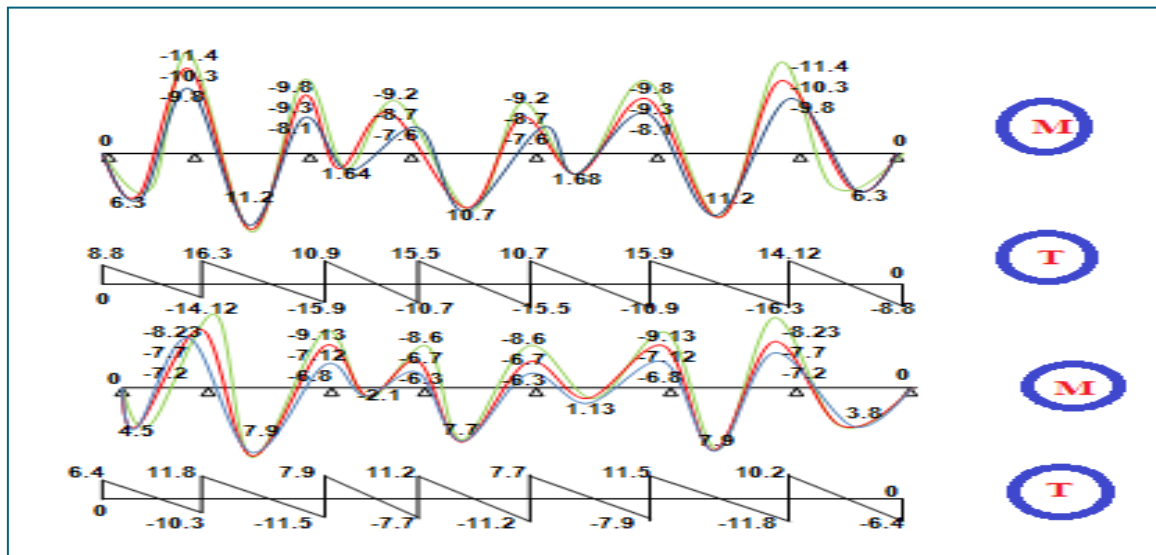


Fig III.23. Des moments et l'effort tranchant de plancher étage Type2

- Remarque : █ plancher étage Type1 de cas 1
█ plancher étage Type1 de cas 2
█ plancher étage Type1 de cas 3

Résultats final :

	$M_t \text{ max} \ll \text{KN.m} \gg$	$M_a \text{ max} \ll \text{KN.m} \gg$	$T \text{ max} \ll \text{KN} \gg$
E.L.U	13.1	12.3	17.7
E.L.S	8.56	11.1	12.9

	Plancher terrasse inaccessible						Plancher étage courant					
	E.L.U			E.L.S			E.L.U			E.L.S		
	M_t max	M_a max	T max	M_t max	M_a max	T max	M_t max	M_a max	T max	M_t max	M_a max	T max
typ e1	11.8	12.3	17.7	8.6	8.9	12.9	11.2	11.4	16.3	7.93	8.6	11.4
Ty pe 2	13.1	11.6	17.7	8.6	8.9	12.9	11.2	11.4	16.3	7.93	11.1	11.4

Tab.III.9: Résultats final de sollicitations du plancher

III.6.6. CALCUL DU FERRAILLAGE:

On va calculer le ferrailage du nervure la plus solliciter pour plancher terrasse et plancher étage courant.

- L'enrobage : $c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$

$c_0 \geq 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable) BAEL91.A.7.1

$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{24}{10} = 2.4\text{cm}$

\Rightarrow Alors on adopte $c = 3\text{cm}$

A. Les armatures longitudinales

a - Plancher Terrasse :

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

$h = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$

$d = 21 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm.}$

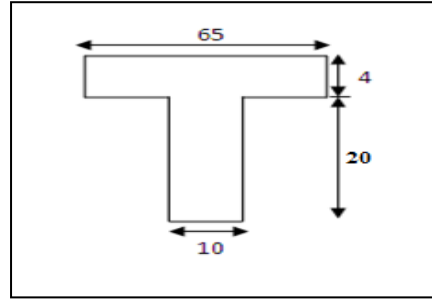


Fig.III.24. Section de ferrailage de poutrelle.

* **E. L. U :**

➤ **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \left(21 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 13100 \text{ N.m} < M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$ de largeur $b=65\text{cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{\sigma_b b d^2} = \frac{13100}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.032$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

« $A'_{sc} = 0$ » Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \alpha = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13100}{348 \times 0.98 \times 21} = 1.82 \text{ cm}^2$$

➤ **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_l	A	B	A (cm ²)
12300	0.196	0.392	0.275	0.89	1.89

* **E. L. S :** D'après le « BAEL83 exercice -2^{ème}. Chapitre 1 .A. Exercice 1 »

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

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

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	α_l	Condition
Travée	0.06	13100	8560	1.53	25	0.515	cv
Appui	0.463	12300	8980	1.37	25	0,435	cv

* **Condition de non fragilité : BAEL91rev99 (A.4.2, 1)**

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

⇒ **En travée :** $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$

⇒ **Sur appuis :** $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$

* **Pourcentage minimal : BAEL91rev99 (art B.6.4)**

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

⇒ **En travée :** $Am' \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1,56 \text{ cm}^2$.

⇒ **Sur Appuis :** $Am' \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0,24 \text{ cm}^2$.

• **Tableau Récapitulatif :** $A = \max (A_{calcul} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_m' (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	1.82	1.65	1.56	1.82	2HA12=2.26cm²
Appuis	1.89	0.25	0.24	1.89	2HA12=2.26cm²

Tab.III.10 : Ferrailage plancher terrasse inaccessible

- Plancher Étage Courant :

* E. L. U :

	M_u (N.m)	μ	μ_l	α	β	A_{calcul} (cm ²)
Travée	11600	0.028	0.392	0.035	0.99	1.60
Appuis	11400	0.182	0.392	0.253	0.89	1.75

* E. L. S :

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α_1	Condition
Travée	0.035	11600	7930	1.46	0.48	CV
Appuis	0.253	11400	11100	1.03	0.265	CV

• **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A_{calcul} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_m' (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	1.60	1.65	1.56	1.60	2HA12=2.26
Appuis	1.75	0.253	0.24	1.75	2HA12=2.26

Tab.III.11: Ferrailage plancher étages courantes

➤ **Vérification des poutrelles à l'E.L.U :**

- **Cisaillement** : « Selon(BAEL)- art A.5.1 »

▪ La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ « Selon(BAEL)- A.5.1, 1 »

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

- b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

- d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{17700}{100 \times 210} = 0.84 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \text{ fissuration peu nuisible "selon (BAEL) - A.5.1,211}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$condition vérifiée.

B. Armatures transversale :

➤ **Diamètre des aciers transversaux** : « Selon(BAEL)- A.7.2, 2 »

$$\phi_L \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10} \right); \quad \phi_L: \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales.}$$

$$\phi_L \leq \min \left(\frac{240}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_L \leq \min(6.9; 10; 10)$$

soit : $\phi_L = 8 \text{ mm}$ FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))

$$A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal d'armatures transversales : « Selon(BAEL)- A.5.1, 22 »**

$$1. S_t \leq \min (0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq 18.9cm$$

$$2. S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$\Rightarrow S_{t2} \leq \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_{t2} \leq 59.34cm$$

$$3. S_{t3} \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \dots\dots \text{DTR BC-2 .4 (CBA93) « Art A.5.3.1.2 ».}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

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

$$S_t \leq \frac{0.8 A_t f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 1.01 \times 235}{10 (0.84 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_{t3} \leq 90.42cm$$

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min(18.9 ; 59.34 ; 90.42)$$

Alors en 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.

• **Justification de section d'appuis : « Selon(BAEL)- A.5.1, 23 »**

○ **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17700 + \frac{12300}{0.9 \times 210} \right) \frac{1.15}{400} = 51.07mm^2 = 0.51cm^2$$

○ **Appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{17700 \times 1.15}{400} = 50.88mm^2 = 0.51cm^2$$

$A_l \geq 0.51cm^2 \rightarrow c'est\ vérifié.$

• **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times h_0} = \frac{27.5 \times 17.7 \times 10^{-1}}{0.9 \times 21 \times 4} = 0.64MPa$$

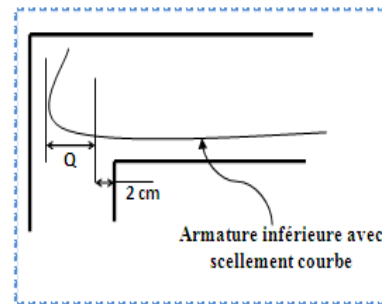
$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.13 f_{c28}; 4 MPa \right] = 3.25 Mpa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow C'est\ vérifiée$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1.313)**

a. Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que on a :

$$\frac{2Vu}{b_0 a} \leq \frac{0.8 f_{cj}}{\gamma_b} \Leftrightarrow Vu \leq 0.267 . a . b_0 . f_{cj}$$



Au maximum $a = 0.9x_d = 18.9 \text{ cm.}$

$V_u = 17700N$

Fig.III.25. Armature inferieure.

$$0.267 . a . b_0 . f_{c28} = 0.267 \times 18.9 \times 10 \times 100 \times 25 = 126158N$$

$$Vu = 17700N \leq 126158 N \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit

être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$

- **Plancher terrasse :**

$$A_l = 2.26cm^2 = 226mm^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{17700}{400} = 50.88mm^2$$

$$A_l = 226mm^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 50.88mm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Plancher étage :**

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

$$\gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{16300}{400} = 46.86mm^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 46.86mm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

$L_n=65\text{cm}$ $50\text{cm}<L_n<80\text{cm}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.49 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

$5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$ Perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow S_t=20\text{cm}<33\text{cm}$...Condition vérifiée.

$3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$ Parallèles aux poutrelles $\rightarrow S_t=33.33\text{cm}<44\text{cm}$... Condition vérifiée.

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

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{24}{520} = 0.0462 \geq 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 21} = 0.00166 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{24}{520} = 0.046 \geq 0.0173 \dots \dots \dots (cv)$$

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

III.6.7. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE PLANCHER:

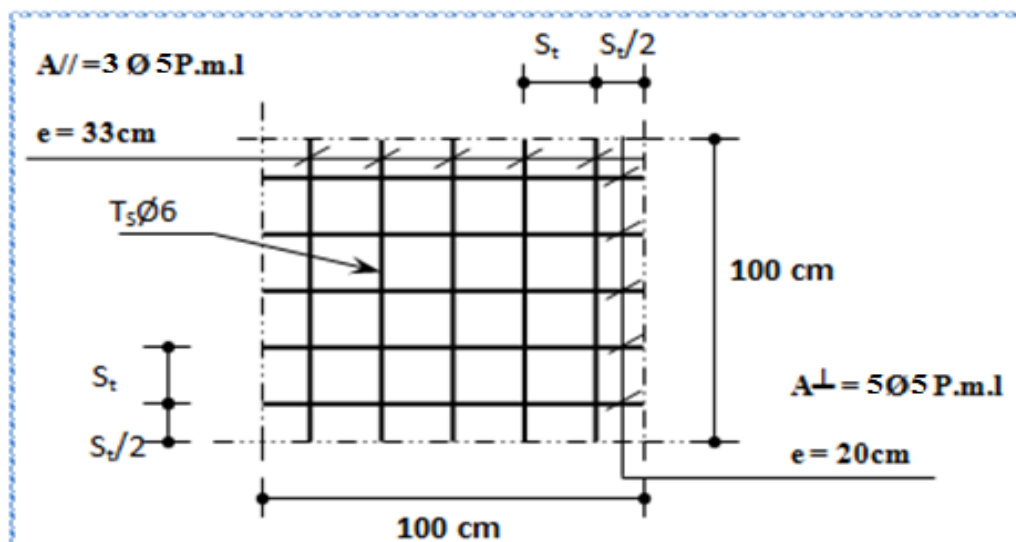


Fig.III.26. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

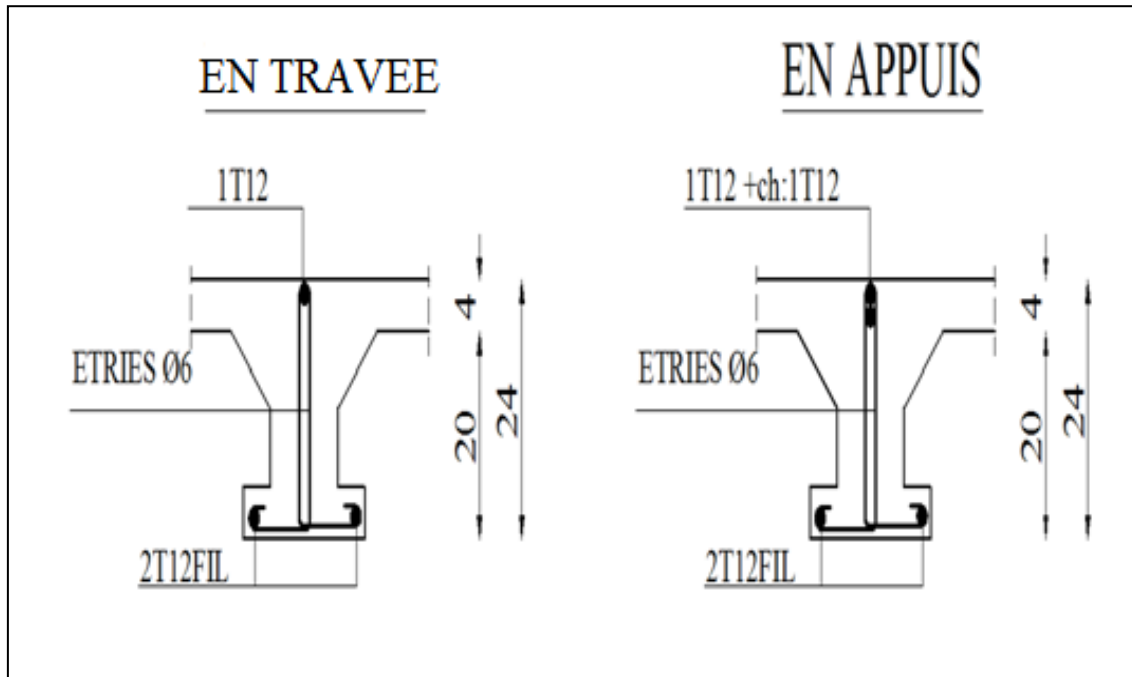


Fig.III.27. ferrailage de la poutrelle de plancher terrasse inaccessible et de plancher étage courante

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. ETUDE SISMIQUE

IV.1.1. INTRODUCTION :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

IV.1.2. CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR CONFIGURATION :

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a. La régularité en plan :

D'après le RPA 99 «3.5.1.a »

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 = \frac{3.7+8.9+3.7}{30.3} = 0.53 > 0.25 \rightarrow CNV$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 = \frac{3.25+3.8}{14.25} = 0.49 > 0.25 \rightarrow CNV$$

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 = \frac{30.3}{14.25} = 2.12 \leq 4 \dots \dots CV$$

Alors :le bâtiment est irrégulier en plan.

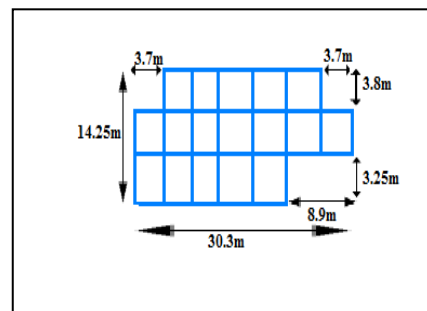


Fig.IV.1. Vue en plan

b. La régularité en élévation :

D'après le RPA 99 « 3.5.1.b »

Notre structure vérifiée les conditions (b1).

Donc elle est classé régulière en élévation.

Remarque :

b1 : Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation

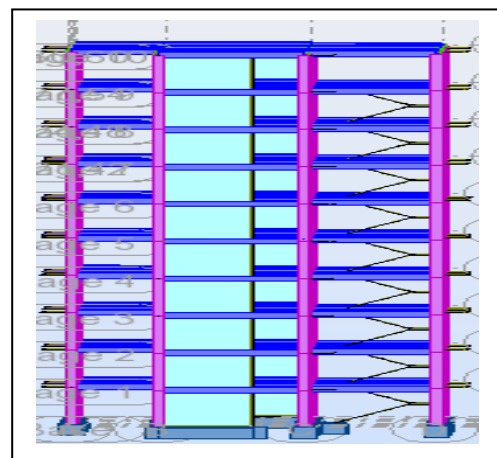


Fig .IV.2. Vue élévation en 3D

IV.1.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL: SELON RPA «IV-4.1 »

A. Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

B. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : selon (2) -4.1.2

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes.

- Zone I :

- tous groupes

- Zone II :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

C. Méthodes dynamiques : selon (2)-4.1.3

- a) 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.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au 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.

IV.1.4. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties** « VLNA ».

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

1. Méthode statique équivalente:

Dans notre cas, Sétif se situe dans une zone de forte sismicité « **ZONE IIa** », groupe d'usage qu'il sera classé en « **Groupe 2** ».

Notre structure de hauteur 31.2 m dépasse 5 niveaux ou 17m donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon « RPA99V2003 l'article 4.1.2 ».

2. Méthode d'analyse modale spectrale: « selon RPA99V2003 l'article -4.3 »

❖ **Principe : A.4.3.1**

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

❖ **La modélisation de la structure :« selon(RPA)- Art :4.3.2.b »**

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

❖ **Spectre de Réponse de calcul : selon(RPA)-Art:4.3.3-Page57:**

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

$T1, T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

➤ **coefficient d'accélération de zone A : «selon(RPA)- Tab4.1»**

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tab IV.1. coefficient d'accélération de zone A

➤ **facteur de correction d'amortissement η : « Selon(RPA) formule 4.3»**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

- $\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab .IV.2: Valeur de $\xi(\%)$

Dans notre cas : $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$

➤ **Classification du site :**

Selon le **RPA99V2003** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme « **Catégorie S₂** ».

➤ **Périodes caractéristiques ($T_1 - T_2$) : « Selon (2) Tab 4.7 »**

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tab.IV.3. Valeurs de T₁ et T₂

➤ **Facteur de qualité Q : « selon (RPA) Tab4.4 »**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99 ; **Q=1.15**

Critère "q"	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en elevation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10

Tab.IV.4. valeurs des pénalités P_q

IV.1.5. NOMBRE DE MODES A CONSIDERER: « selon(rpa) -art:4.3.4-a et b »

a. Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration a 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 a **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.20 \text{ sec}$ « **RPA2003 (4.3.4.b)** »

Ou : N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K

Dans notre structure « R+9 » ; donc on à 10 niveaux :

$$k \geq 3\sqrt{10} \rightarrow k \geq 10 \quad \text{Donc on prend : } \mathbf{K = 10 \text{ modes}}$$

IV.1.6. ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version 2003 p31

Dans notre cas le structure est contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

IV.1.7. RESULTATS DE CALCUL:

1) Selon RPA99version2003

Site « S ₂ »	A	Q	ξ	η
T ₁ =0.15sec T ₂ =0.4sec	0.15	1.15	7 %	0.88

➤ la période fondamentale de la structure :

- Dans notre structure on à deux directions :
 - sens longitudinale T^X
 - sens transversale T^Y

$$T \begin{matrix} T^X \\ T^Y \end{matrix} = \min \left\{ T_1; T_2 \begin{matrix} T_x \\ T_y \end{matrix} \right\}$$

$$T_1 = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 31.2^{3/4} = 0.660 \text{ sec}$$

$$T_2 = \begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 31.2}{\sqrt{30.3}} = 0.51 \text{ sec} & \Rightarrow T_x = 0.51 \text{ sec} \\ T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 31.2}{\sqrt{14.25}} = 0.74 \text{ sec} & \Rightarrow T_y = 0.74 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T^x = \min(0.660 ; 0.51) = 0.51 \text{ sec} & T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ sec} \\ T^y = \min(0.660 ; 0.74) = 0.67 \text{ sec} & T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Spectre de réponse :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ sec} \Rightarrow 2.5 \times 0.88(1.25 \times 0.15) \left(\frac{1.15}{5}\right) \left(\frac{0.4}{0.51}\right)^{2/3} = 0.0807 \\ T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ sec} \Rightarrow 2.5 \times 0.88(1.25 \times 0.15) \left(\frac{1.15}{5}\right) \left(\frac{0.4}{0.67}\right)^{2/3} = 0.0672 \end{cases}$$

2) Selon Logiciel ROBOT 2014 :

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "ROBOT2014" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

❖ **Présentation du logiciel de calcul :**

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.

❖ **Description de 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 **descente de charge** automatique et rapide.
- Calcul automatique de **centre de Torsion** et **centre de Masse** ainsi que la prise en compte implicite de **l'excentricité accidentelle**.
- **Les voiles** sont modélisés comme des éléments (dalle) à **(04 nœuds)**.
- **Les Poteaux** et **les Poutres** sont modélisés comme des éléments (barre) à **(02 nœuds)**, (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- **Les Plancher** sont considéré rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

❖ Résultats de l'analyse dynamique : selon ROBOT2014 :

➤ 1^{ère} disposition des voiles :

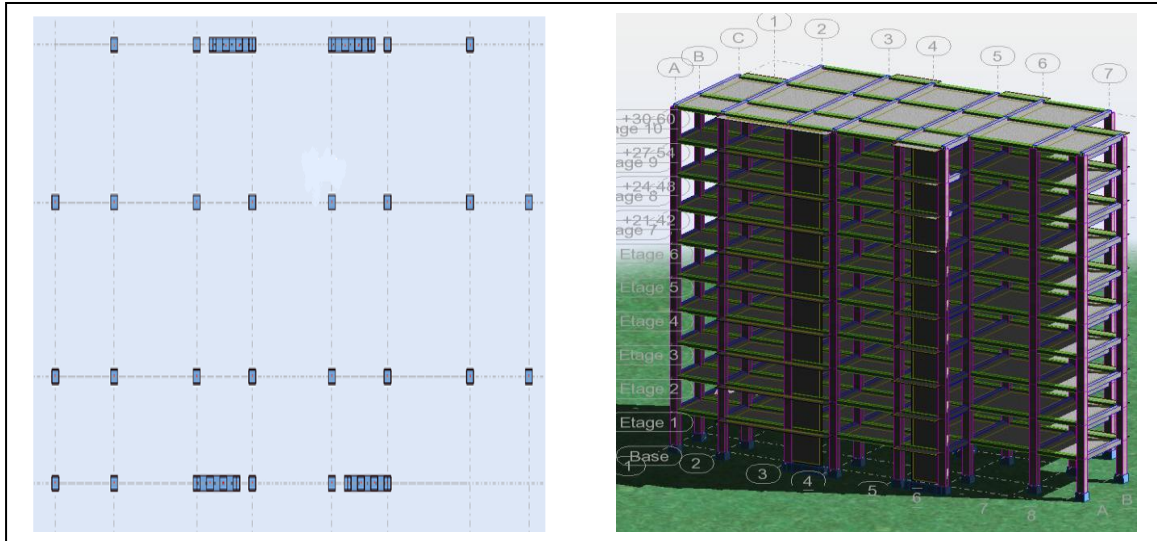


Fig. IV.3. Vue en plan et 3D

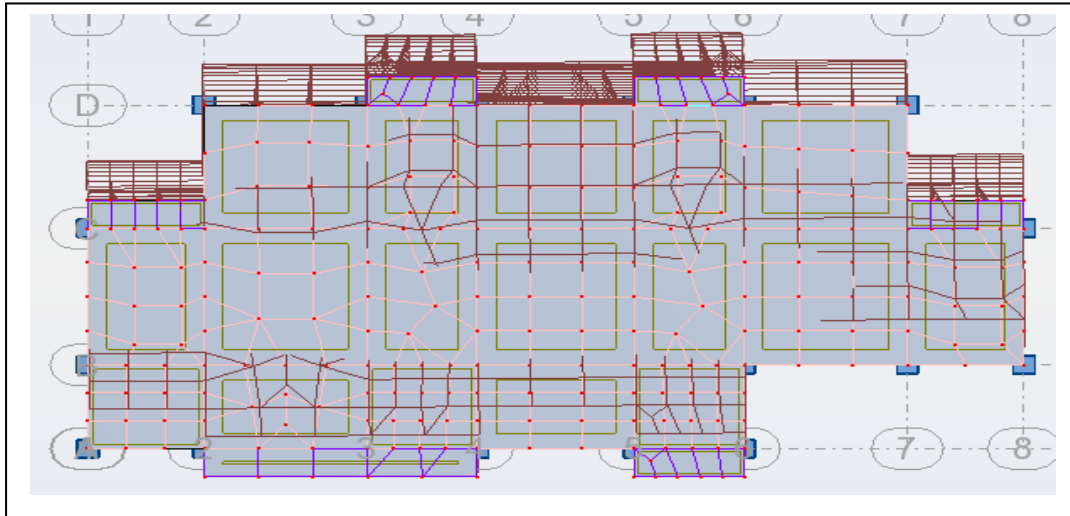
❖ Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes propres de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

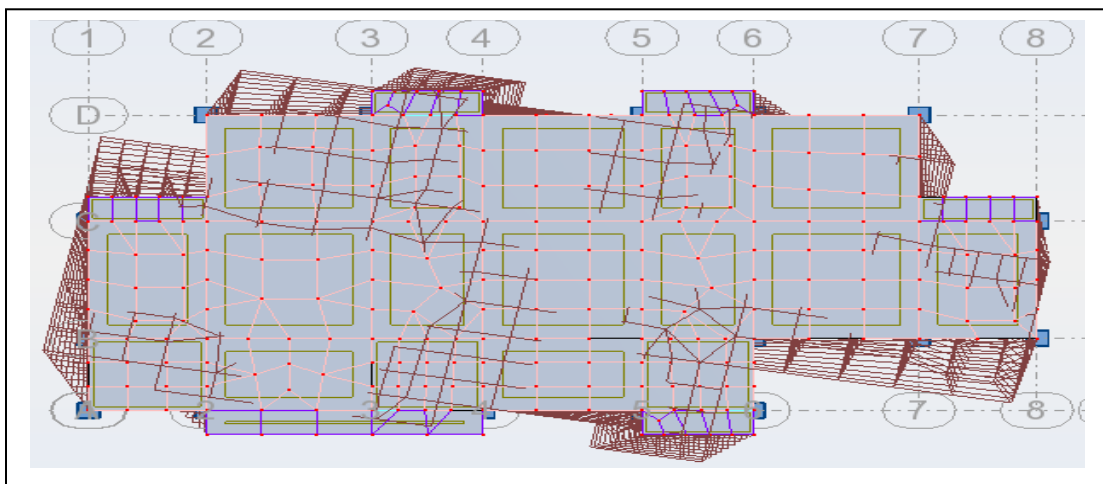
Cas/mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,87	1,15	0	79,49	0	79,49
2	1,1	0,91	0,68	79,67	0,68	0,18
3	1,21	0,82	72,49	79,68	71,81	0
4	2,69	0,37	72,49	90,23	0	10,56
5	3,72	0,27	72,5	90,25	0,01	0,02
6	4,38	0,23	87,56	90,25	15,06	0
7	4,75	0,21	87,56	93,97	0	3,72
8	6,99	0,14	87,56	96,03	0	2,06
9	7,1	0,14	87,56	96,08	0	0,05
10	8,88	0,11	92,94	96,08	5,38	0

❖ Natures des trois modes :

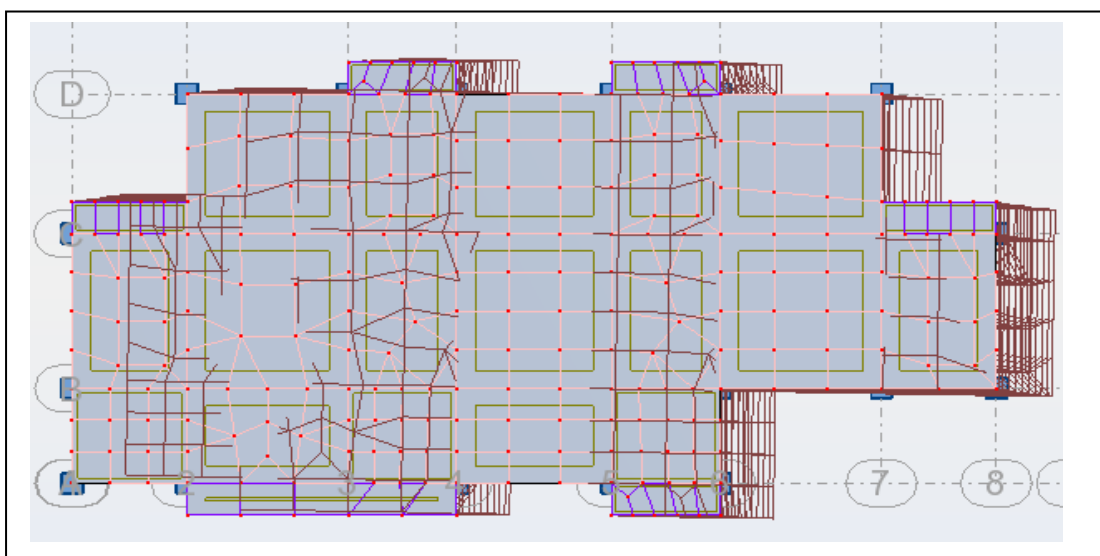
➤ **1^{ère} mode** : « translation -sens Y »



➤ **2^{ème} mode** : « torsion »



➤ **3^{ème} mode** : « translation -sens X »



Problématique :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable ;
On constate qu'il faut 10 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales

exigée par le RPA 99 VERSION 2003 **ART 4.3.4.a**

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 79,49\%$
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion selon l'axe $U_x = 0,68\%$ de participation de masse modale.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 71,81\%$.

La Solution :

A cause de ces résultats négatifs qu'on a découverts dans la 1^{ère} disposition des voiles,

on a cherché une autre disposition adéquate, qui permet de respecter les conditions préconisées par le RPA99/V2003 et aussi le plan d'architecture.

- Pour rigidifier le bâtiment, il y a **trois solutions** simples :
 - 1) Rajouter des voiles supplémentaires.
 - 2) Changer leur disposition de tel sorte les rendre plus rigide.
 - 3) Augmenter les sections des portiques.

Donc on Rajoute des voiles.

➤ 2^{ème} disposition des voiles :

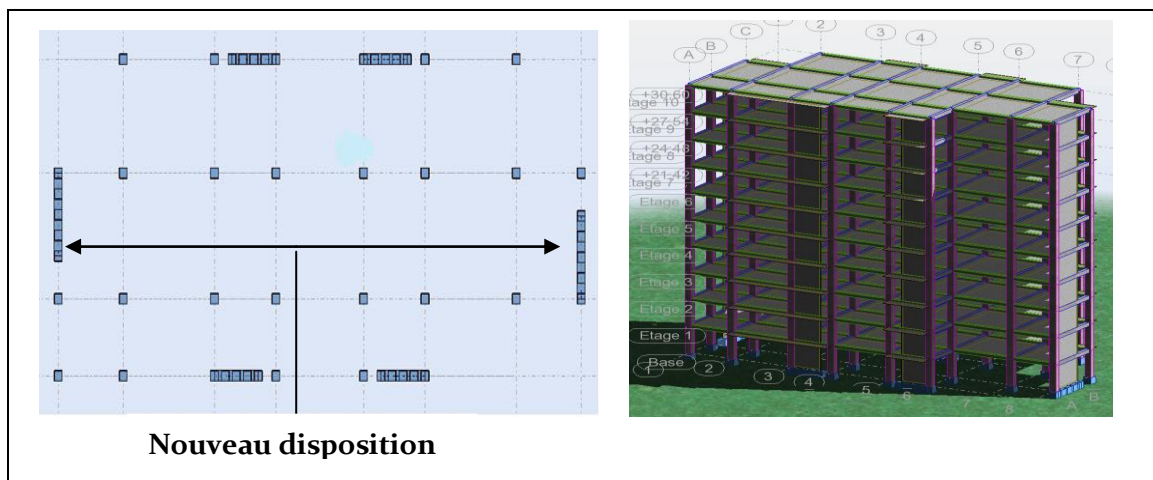


Fig. IV.4. Vue en plan et 3D

❖ **Vérification le période fondamentale de la structure :**

« RPA99V2003-Art 4.2.4.4 » préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale dans le tableau suivant :

Cas/ Mod e	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,17	0,86	0,63	72,76	0,63	72,76
2	1,2	0,84	72,54	73,42	71,91	0,66
3	1,59	0,63	72,56	73,53	0,03	0,11
4	4,01	0,25	72,59	88,08	0,02	14,55
5	4,3	0,23	87,42	88,11	14,83	0,03
6	6,03	0,17	87,42	88,11	0	0
7	7,24	0,14	87,45	93,13	0,03	5,02
8	8,71	0,11	92,79	93,16	5,34	0,03
9	9,81	0,1	92,8	95,4	0,01	2,24
10	12,14	0,08	92,8	95,58	0	0,18

❖ **Vérification de la période :**

$$T_{dyn} = \begin{cases} T_x = 0.84 \text{ sec} \\ T_y = 0.86 \text{ sec} \end{cases} > \text{la période empirique } T = \begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.51 = 0.66 \text{ sec} \\ T_y = 1.3 \times 0.67 = 0.83 \text{ sec} \end{cases}$$

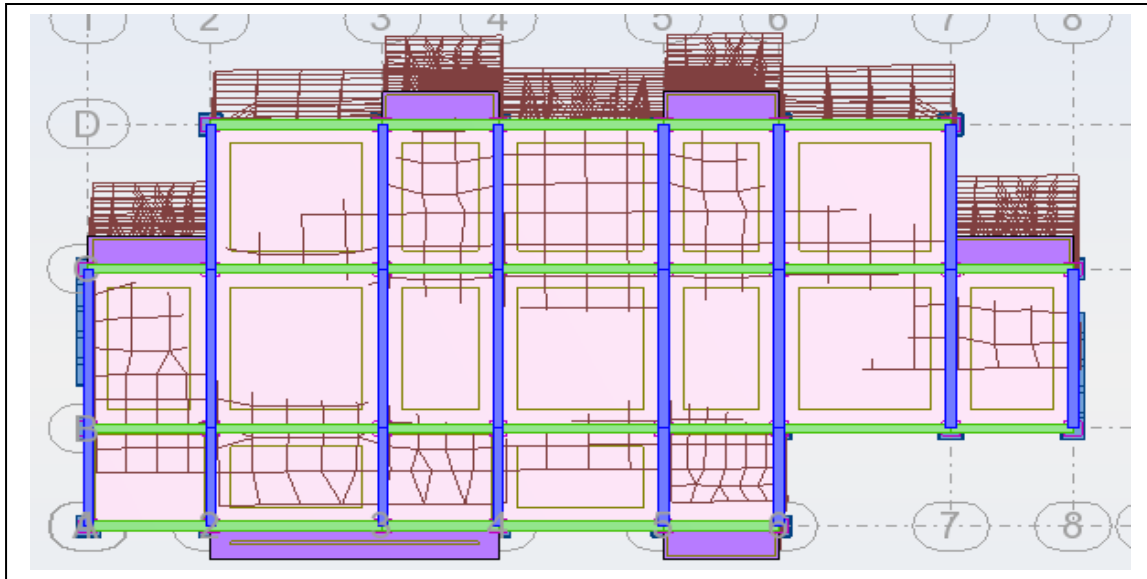
condition vérifiée **donc $T=1.3T_{empirique}$**

❖ **Vérification le nombre minimal de modes K :**

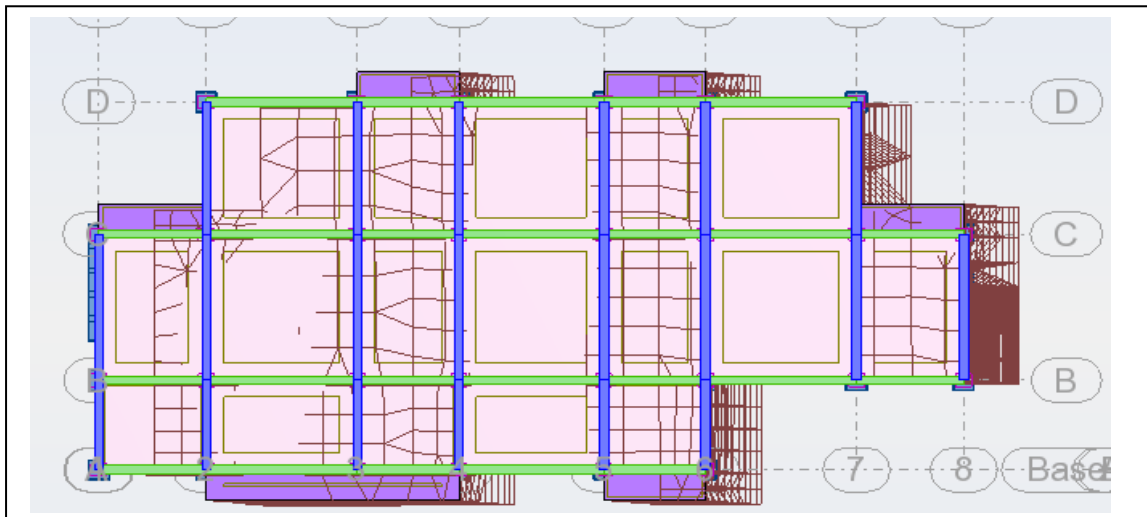
le mode $K = 10 \Rightarrow T = 0,08\text{sec} \leq 0.20\text{sec}$...condition vérifiée.

❖ **Vérification de la nature des modes :**

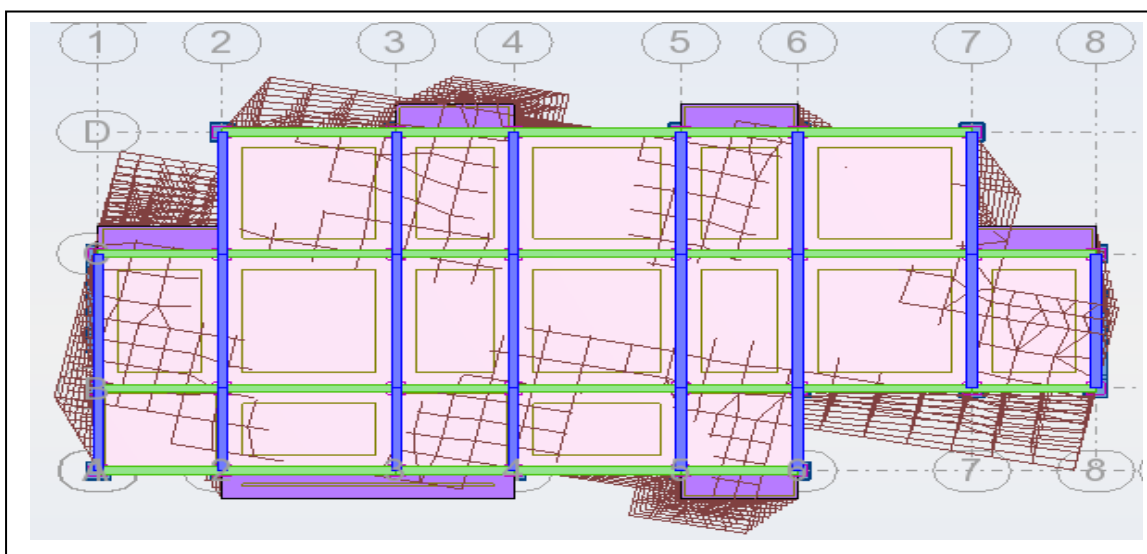
➤ **1^{ère} mode : « translation -sens Y »**



➤ 2^{ème} mode : « translation -sens X »



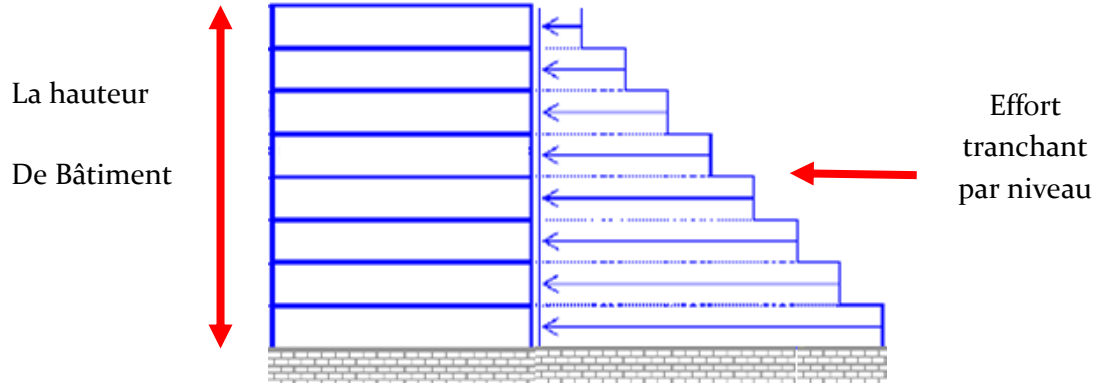
➤ 3^{ème} mode : « torsion »



❖ **Distribution horizontale des forces sismiques :**

✓ **L'effort tranchant sismique de l'étage:**

Les résultats sont donnés dans les tableaux pour les deux directions principales



FX total [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FY total [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FZ total [kN]	FZ sur les Voiles [kN]
1539,22	626,31	1527,53	606,19	-32725,27	-6370,78

Tableau IV.5: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

a. Justification d'interaction portiques –voile : « selon (RPA) art 3.4.A.4.a »

➤ *Pour le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ; il faut :*

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} \leq 20\%$$

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{6370,78}{32725,27} = 19\% \leq 20\% \dots \dots \textit{condition vérifiée.}$$

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

$$\frac{F_{x,y} \text{Poteau}}{F_{x,y} \text{Totale}} > 25\%$$

• **Sens -X :**

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{626,31}{1539,22} = 41\% > 25\% \dots \dots \textit{condition vérifiée.}$$

- **Sens-Y :**

$$\frac{F_{yPoteau}}{F_{yTotale}} = \frac{606,19}{1527,53} = 39\% > 25\% \dots \dots \textit{condition vérifiée.}$$

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles)

Alors : **Coefficient de comportement de la structure R** : « selon(RPA) -tableau 4.3 ».

R = 5 (Structure mixte assuré par voile)

- ❖ **Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent:** « selon (RPA)-4.3.6 »

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être **inférieure à 80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la **période fondamentale** donnée par la formule empirique appropriée.

Si **Vt < 0.80 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments,...**) dans le rapport $0.8 \frac{V}{V_t}$

- **La force sismique selon la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \begin{cases} V_{stx} \\ V_{sty} \end{cases} = \frac{A \cdot D_{x,y} \cdot Q}{R} \cdot W$$

- ✓ **A=0.15 ; Q=1.15 ; R=5**
- ✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen D** : selon (RPA) « 4.2. »

$T_x = 0.66 \text{ sec} ; T_y = 0.83 \text{ sec}$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{x,y}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.40}{0.66} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.58 \\ D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.40}{0.83} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.34 \end{cases}$$

- ✓ **Le poids de la structure W :**

Poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

par la formule: $W = \sum W_i$ avec $W_i = WGi + \beta WQi$

- **WGi**: poids dû aux charges permanentes
- **WQi**: la charge d'exploitation

- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99/version 2003)

Pour un bâtiment d'habitation $\rightarrow \beta = 0.20$.

D'après le logiciel ROBOT2014 le calcul de poids c'est automatiquement :

Nom	Masse [kg]	Poids W_i « KN »
RDC	333634,54	3336,3454
Etage 1	326554,65	3265,5465
Etage 2	331897,97	3318,9797
Etage 3	331897,97	3318,9797
Etage 4	329119,44	3291,1944
Etage 5	331897,97	3318,9797
Etage 6	331897,97	3318,9797
Etage 7	331897,97	3318,9797
Etage 8	331897,97	3318,9797
Etage 9	356352,21	3563,5221
		$\sum W_i = 33370,4866 \text{KN}$

$$V_{st}^X = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.15}{5} \times 33370,4866 = 1819.03 \text{KN}$$

Donc :

$$V_{st}^Y = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1.15}{5} \times 33370,4866 = 1542.72 \text{KN}$$

➤ **la résultante des forces sismiques :**

Se ns	A	D	Q	R	W(Total)	Vdyn	Vst	0.8Vst	conditio n
X	0.15	1.58	1.15	5	33370.487	1539,22	1819.03	1455.22	Vérifier
Y	0.15	1.34	1.15	5	33370.487	1527,53	1542.72	1234.18	Vérifier

Donc : $V_{dyn} > 0.8V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \rightarrow Condition vérifier

❖ **Distribution de la résulté de force sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : « **Selon(RPA)-art.4.2.5** »

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & \{ F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & \{ F_t = 0 \end{cases}$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec : F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

	Sens longitudinale X	Sens transversale Y
Forces sismiques « selon ROBOT2014 »	$V_x = 1539,22 \text{ KN}$	$V_y = 1527,53 \text{ KN}$
Force concentrée au sommet de la structure	$T_x = 0.84 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0.07 \times T \times V$ $F_t = 0.07 \times 0.84 \times 1539,22 = 90.51 \text{ kn. s}$	$T_y = 0.86 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0.07 \times T \times V$ $F_t = 0.07 \times 0.86 \times 1527,53 = 91.96 \text{ kn. s}$

• **Sens longitudinal :**

Niveau	W_i	h_i	$W_i \times h_i$	V_x	$V_x - F_t$	F_{i-x}	V_x
RDC	3336,3454	3.06	10209.22	1539,22	1448.71	26.16	1448.71
1	3265,5465	6.12	19985.14	1539,22	1448.71	51.21	1422.55
2	3318,9797	9.18	30468.23	1539,22	1448.71	78.072	1371.34
3	3318,9797	12.24	40624.31	1539,22	1448.71	104.10	1293.27
4	3291,1944	15.3	50355.27	1539,22	1448.71	129.03	1189.17
5	3318,9797	18.36	60936.47	1539,22	1448.71	156.14	1060.14
6	3318,9797	21.42	71092.55	1539,22	1448.71	182.17	904

7	3318,9797	24.48	81248.62	1539,22	1448.71	208. 19	721.83
8	3318,9797	27.54	91404.70	1539,22	1448.71	234. 22	513.64
9	3563,5221	30.6	109043.77	1539,22	1448.71	279. 42	279.42
$\sum W_i \times h_i$			565368.28				

• **Sens transversal :**

Nive au	Wi	hi	Wi×hi	V _y	V _y – F _t	F _{i-y}	Vy
RDC	3336,3454	3.06	10209.22	1527,53	1435.57	25. 923	1435.56
1	3265,5465	6.12	19985.14	1527,53	1435.57	50. 746	1409.64
2	3318,9797	9.18	30468.23	1527,53	1435.57	77. 364	1358.89
3	3318,9797	12.24	40624.31	1527,53	1435.57	103. 15	1281.53
4	3291,1944	15.3	50355.27	1527,53	1435.57	127. 86	1178.38
5	3318,9797	18.36	60936.47	1527,53	1435.57	154. 73	1050.52
6	3318,9797	21.42	71092.55	1527,53	1435.57	180. 52	895.79
7	3318,9797	24.48	81248.62	1527,53	1435.57	206. 3	715.27
8	3318,9797	27.54	91404.70	1527,53	1435.57	232. 09	508.97
9	3563,5221	30.6	109043.77	1527,53	1435.57	276. 88	276.88
$\sum W_i \times h_i$			1352907.63				

IV.1.8. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUES DE LA STRUCTURE :

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités

a. Centre de gravité des masses « G » :

Définition:

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, voiles, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}; Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec : - **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.

b. Centre de gravité des rigidités « R » :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_R = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} ; Y_R = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens X .

X_i : Abscisse de l'élément i .

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens Y .

Y_i : Ordonnée de l'élément i .

• **Selon logiciel ROBOT 2014 :**

Niveaux	Masse « kg »	Ix « kg.m ² »	Iy « kg.m ² »	Iz « kg.m ² »
RDC	333634,54	6601084,91	23942238,9	30543323,8
1	326554,65	6372060,43	23330919,8	29702980,3
2	331897,97	6556842,06	23860832	30417674,1
3	331897,97	6556842,06	23860832	30417674,1
4	329119,44	6428659,78	23602789,6	30031449,4
5	331897,97	6556842,06	23860832	30417674,1
6	331897,97	6556842,06	23860832	30417674,1
7	331897,97	6556842,06	23860832	30417674,1
8	331897,97	6556990,48	23860887,9	30417878,4
9	356352,21	6645023,13	24902844,4	31547867,6

Tableau IV.6 : Les résultats statiques de niveau

IV.1.9.EFFET DE LA TORSION D'AXE VERTICAL : selon(RPA)-4.2.7

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- excentricité théorique résultant des plans.
- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT2014** et nous avons résumé dans les tableaux suivant :

➤ **Excentricité théorique :**

Nom	Masse « kg »	Position du centre de gravité G (x, y, z) « m »	Position du centre de rigidité R (x, y, z) « m »	excentricité théorique suivent x ex ₀ « m »	excentricité théorique suivent y ey ₀ « m »
RDC	333634,54	14,07 6,56 1,53	14,85 6,71 2,47	0,78	0,15
1	326554,65	14,04 6,49 4,59	14,85 6,71 5,53	0,82	0,21
2	331897,97	14,04 6,59 7,65	14,85 6,71 8,59	0,82	0,12
3	331897,97	14,04 6,59 10,71	14,85 6,71 11,65	0,82	0,12
4	329119,44	13,96 6,53 13,77	14,85 6,71 14,71	0,9	0,18
5	331897,97	14,04 6,59 16,83	14,85 6,71 17,77	0,82	0,12
6	331897,97	14,04 6,59 19,89	14,85 6,71 20,83	0,82	0,12
7	331897,97	14,04 6,59 22,95	14,85 6,71 23,89	0,82	0,12
8	331897,97	14,04 6,59 26,01	14,85 6,71 26,95	0,82	0,12
9	356352,21	14,03 6,50 29,07	14,85 6,63 30,05	0,83	0,14

Tab IV.7 : caractéristiques géométriques et massique de la structure

VI.1.10.EFFETS DE LA TORSION ACCIDENTELLE :

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

Ex totale = ex théorique ± 5% Lx = Xg - Xc ± 5% Lx

Ey totale = ey théorique ± 5% Ly = Yg - Yc ± 5% Ly

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/versionst à 5%, d'où :

Ex (ac) = 0.05Lx avec Lx= 30.3m → Ex (ac) = 1.51m

Ey (ac) = 0.05Ly avec Ly= 14.25m → Ey (ac) = 0.71m

Nom	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
RDC	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 1	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 2	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 3	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 4	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 5	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 6	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 7	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 8	30.3	14.25	1.51	0.71
Etage 9	30.3	14.25	1.51	0.71

Tab IV.8 : Excentricité accidentelle

IV.1.11.CALCUL DES DEPLACEMENTS: « selon(RPA)-a -4.43 »

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

- δ_k :Déplacement Horizontal chaque niveau < k > de la structure.
- δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.
- R : coefficient de comportement (R= 5).
- **Le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon (RPA)-5.10. Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré, Alors ; il faut vérifier que :

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm} = 0.01 \times h_e$$

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

Δ_{adm} : Déplacement admissible.

Le calcul selon ROBOT2014 :

Etage	$\delta_k = UX$ [cm]	$\Delta_k = dr$ UX [cm]	$\delta_k = UY$ [cm]	$\Delta_k = dr$ UY [cm]	$\Delta_{adm} =$ 1% he [cm]	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
RDC	0,3	0,3	0,4	0,4	3.06	cv
1	0,9	0,6	1,0	0,6	3.06	cv
2	1,7	0,8	1,9	0,9	3.06	cv
3	2,6	0,9	2,8	0,9	3.06	cv
4	3,5	0,9	3,7	0,9	3.06	cv
5	4,4	0,9	4,6	0,9	3.06	cv
6	5,2	0,8	5,4	0,8	3.06	cv
7	6,0	0,8	6,2	0,8	3.06	cv
8	6,7	0,7	7,0	0,8	3.06	cv
9	7,4	0,7	7,5	0,5	3.06	cv

Tab IV.9. Déplacements absolus pour les deux directions principales

Remarque :

- 1- Le déplacement dans les deux sens c'est très petite par rapport un structure « **R+9** » parce que la structure c'est trous rigide.

IV.1.12. JUSTIFICATION DE L'EFFORT P-Δ: « Selon(Rpa)-Art:5.9».

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k.

• **Sens Longitudinal :**

Etage	W [KN]	Pk[t]	Δ_k [cm]	V_x [KN]	h_k [cm]	Θ	≤ 0.1
9	333.63454	333.63454	0.7	1448.71	306	0.00053	C.V
8	326.55465	660.18919	0,7	1422.55	306	0.0011	C.V
7	331.89797	992.08716	0,8	1371.34	306	0.0019	C.V
6	331.89797	1323.9851 3	0,8	1293.27	306	0.0027	C.V
5	329.11944	1653.1045 7	0,9	1189.17	306	0.0041	C.V
4	331.89797	1985.0025 4	0,9	1060.14	306	0.0055	C.V
3	331.89797	2316.9005 1	0,9	904	306	0.0075	C.V
2	331.89797	2648.7984 8	0,8	721.83	306	0.0095	C.V
1	331.89797	2980.6964 5	0,6	513.64	306	0.010	C.V
RDC	356.35221	3337.0486 6	0,3	279.42	306	0.010	C.V

Tab. IV.10: Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

• **Sens Transversal :**

Etage	W [KN]	Pk[t]	Δ_k [cm]	V_y [KN]	h_k [cm]	Θ	≤ 0.1
9	333.63454	333.63454	0.5	1435.56	306	0.000379	C.V
8	326.55465	660.18919	0.8	1409.64	306	0.0012	C.V
7	331.89797	992.08716	0.8	1358.89	306	0.0019	C.V
6	331.89797	1323.98513	0.8	1281.53	306	0.0027	C.V
5	329.11944	1653.10457	09	1178.38	306	0.0041	C.V
4	331.89797	1985.00254	0,9	1050.52	306	0.0055	C.V

3	331.89797	2316.90051	0,9	895.79	306	0.0076	C.V
2	331.89797	2648.79848	0,9	715.27	306	0.010	C.V
1	331.89797	2980.69645	0,6	508.97	306	0.010	C.V
RDC	356.35221	3337.04866	0,4	276.88	306	0.010	C.V

Tab. IV.11: Vérification a L'effet (P-Δ) < Sens Transversal >.

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.1.13. VERIFICATION AU RENVERSEMENT:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

➤ **M_r** : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens longitudinal :**

Etage	h_i[m]	F_{xi}	F_{xi} × h_i
RDC	3.06	26.16	80.05
1	6.12	51. 21	313.41
2	9.18	78. 072	716.70
3	12.24	104. 10	1274.18
4	15.3	129. 03	1974.16
5	18.36	156. 14	2866.73
6	21.42	182. 17	3902.08
7	24.48	208. 19	5096.49
8	27.54	234. 22	6450.42
9	30.6	279. 42	8550.25
M_{rx}=∑ F_i × h_i			31224.47

Tab. IV.12: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

- **Sens Transversal:**

Etage	h_i [m]	F_{yi}	$F_{yi} \times h_i$
RDC	3.06	25. 923	79.32
1	6.12	50. 746	310.59
2	9.18	77. 364	710.16
3	12.24	103. 15	1262.56
4	15.3	127. 86	1956.26
5	18.36	154. 73	2840.84
6	21.42	180. 52	3866.74
7	24.48	206. 3	5050.22
8	27.54	232. 09	6391.76
9	30.6	276. 88	8472.53
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i$			30940.98

Tab. IV.13: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

➤ **M_s** :Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times C_g$$

W : le poids total de la structure. « $W=79829.997KN$ »
 C_g : Centre de gravité de la structure. « $C_{gx} = 15.15m$; $C_{gy} = 7.125 m$ »

$$M_s = W \times C_{gx} = 33370.4866 \times 15.15 = 505562.87 KN.m$$

$$M_s = W \times C_{gy} = 33370.4866 \times 7.125 = 237764.72KN.m$$

❖ **La Vérification du $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$:**

Sens longitudinale : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{505562.87}{31224.47} = 16.19 \geq 1.5 \dots \text{condition verifiée}$

Sens Transversale : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{237764.72}{30940.98} = 7.68 \geq 1.5 \dots \text{condition verifiée}$

IV.1.14.CONCLUSION :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Ces résultats les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux)

IV.2. Etude au vent

IV.2.1. INTRODUCTION:

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

IV.2.2. APPLICATION DES R N V 99 :

- **La vérification de la stabilité d'ensemble:** Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire. Notre construction appartient à la catégorie I (art 1.1.3 RNV99) L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

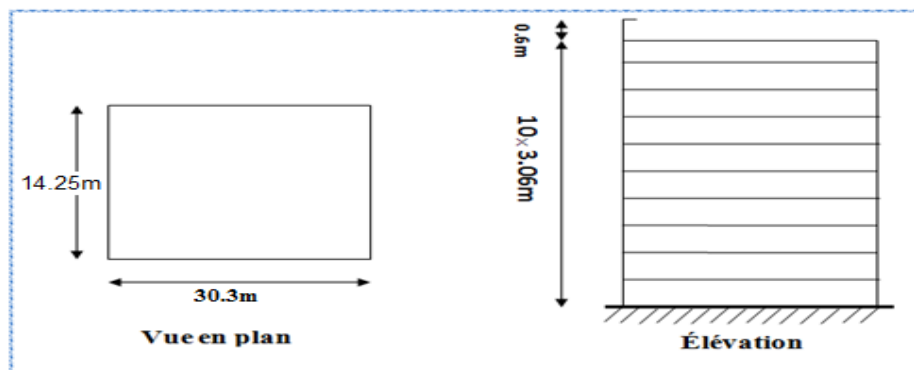


Fig. IV.5. Donnée géométrique

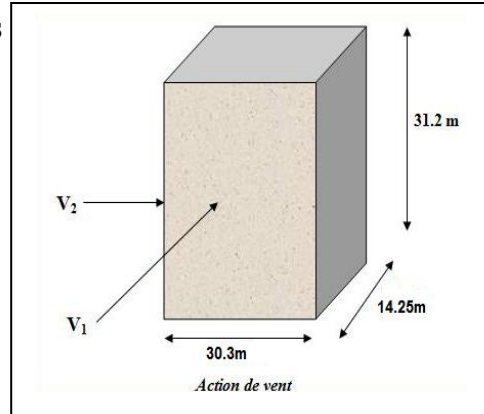
- **Donnés relatives du site :**
 - Le projet implante dans la willaya de Sétif Zone → I (annexe -1 : RNV99).
 - $q_{ref} = 375N/m^2$ (Chap2 tableau 2.3 : RNV99).
 - Catégorie terrain (IV) (Chap2 tableau 2.4 : RNV99).

K_t	Z_0	Z_{min}	ξ
0.24	1	16	0.46

- Site plat $C_t = 1 \dots \Phi < 0.05$ (Chap2, paragraphe 4.3.3, tableau 2.5 : RNV99)
 Φ : la pente du versant au vent.

IV.2.3.Principe de travail : on va faire deux études

- Vent « V₁ » : perpendiculaire au X.
- Vent « V₂ » : perpendiculaire au Y.



IV.2.4.CHOIX DU SENS DU VENT :

1) Détermination du coefficient dynamique Cd :

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 donnée au chapitre 3. Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd: « Chap3 paragraphe 2.1.1 figure 3.1 »

« $\xi = 0,46$ »

- Sens V1 du vent: h= 31.2m; b=27.8 m → Après l'interpolation : Cd =0.95
- Sens V2 du vent: h= 31.2 m; b= 26.3m → Après l'interpolation : Cd =0.95

Cd dans les deux directions est inférieur à « 1,2 » ; La structure sera donc considérée peu sensible aux excitations dynamiques. Le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule 2.13 du chapitre 2.

2) Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}:

Structure permanente: $q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j)$ « Chap2 paragraphe 3.2 »

- q_{ref}: pression dynamique de référence pour les constructions permanentes,
- Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.
- C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante:

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

- **Calcul du coefficient de rugosité Cr(Z)_j : (chap 02 - § 4.2 : RNV99).**

➤ Jusqu'au 5ème niveau nous avons :

$$Cr(Z) = Kt \times Ln \frac{Z_{min}}{Z_0}; \text{ pour } : Z \leq Z_{min} = 16 \text{ m}$$

➤ Au delà du 5ème niveau nous avons :

$$\text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \Rightarrow C_r = K_t \times Ln \frac{Z}{Z_0}$$

Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Z _j (m)	k _t	Cr	C _T	Ce	q _{dyn} N/m ²
1.53	0.24	0.665	1	1.560	585
4.59	0.24	0.665	1	1.560	585
7.65	0.24	0.665	1	1.560	585
10.71	0.24	0.665	1	1.560	585
13.77	0.24	0.665	1	1.560	585
16.83	0.24	0.678	1	1.599	599.63
19.89	0.24	0.718	1	1.722	645.75
22.95	0.24	0.752	1	1.829	685.88
26.01	0.24	0.782	1	1.925	721.88
29.07	0.24	0.809	1	2.014	755.25
31.2	0.24	0.826	1	2.070	776.25

Tab. IV.14 : pression dynamique

3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} : « (chap 05 - § .1 RNV99 »

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S < 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si } S > 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- S en m²: désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : S ≥ 10 m² donc C_{pe} = C_{pe,10}

a- Parois verticales :

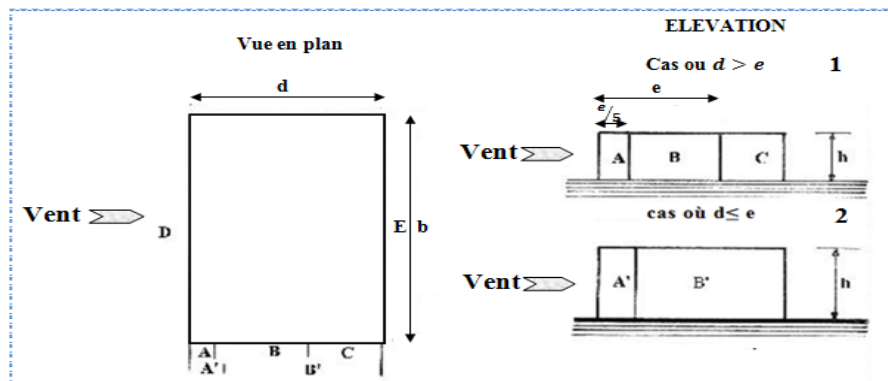


Fig. IV.6. Légende pour les parois verticales.

Sens -x :

- b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction « b = 30.3m »

- h : hauteur total de la construction « h=31.2m »

$$e = \text{Min}(b = L, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(30.3; 2 \times 31.2) \Rightarrow e = 30.3m \dots \text{donc: } d = 14.25 < e = 30.3m$$

→ cas2 →Le tableau ci –après montre les différents résultats :

A, A'	B, B'	D	E
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tab. IV.15 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire. Sens- X

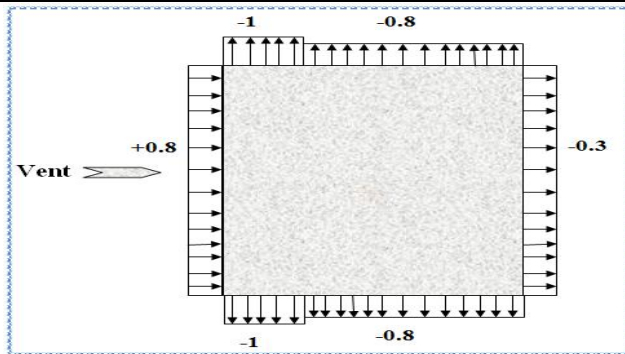


Fig.IV.7. C_{pe} sur les parois verticales Sens -X

Sens-y :

- b =14.25m ; h=31.2m

$$e = \text{Min}(b, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(14.25; 2 \times 31.2) \Rightarrow e = 14.25m \dots \text{donc: } d = 30.3 > e = 14.25m$$

→ cas1 →Le tableau ci –après montre les différents résultats :

A,A'	B, B'	C	D	E
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tab. IV.16 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire. Sens-Y

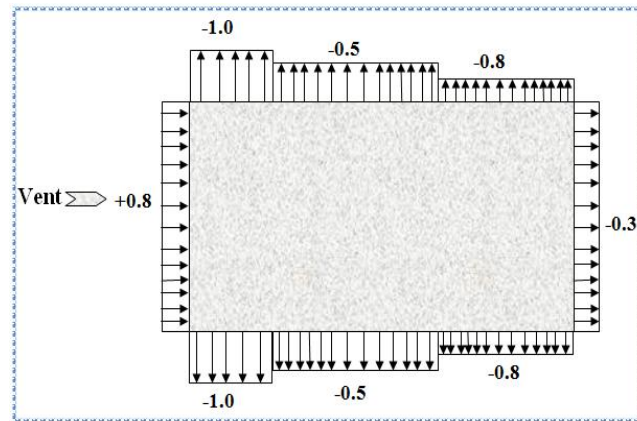


Fig.IV.8. Cpe sur les parois verticales Sens-Y

b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après.

Le coefficient Cpe.10 est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

Vent V1	Vent V2
$e = \text{min} [30.3 ; 2 \times 30.6]$	$e = \text{min} [14.25 ; 2 \times 30.6]$
$e = 30.3\text{m}$	$e = 14.25\text{m}$

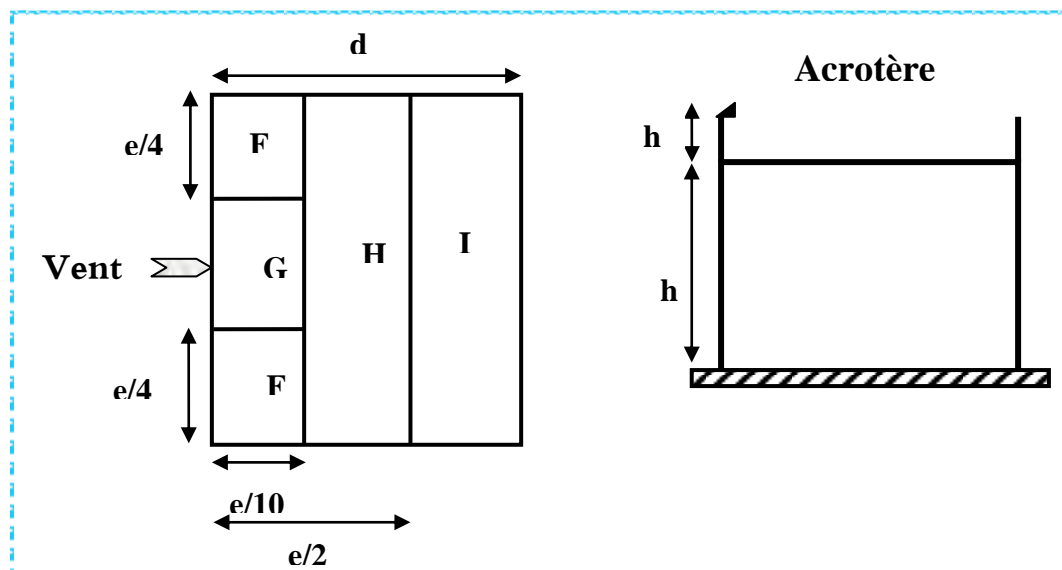


Fig. IV.9. Légende pour les toitures plates.

		Zone			
		F	G	H	I
		C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}
Avec Acrotère	hp/h=0.025	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
	hp/h=0.05	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2
	hp/h=0.10	-1.2	-0.8	-0.7	±0.2

Tab. IV.17 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates

Dans notre cas $hp/h = 0,6/30,6 = 0,020$
 Par interpolation linéaire entre les valeurs
 $hp/h=0,025$ 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}= ±0,2

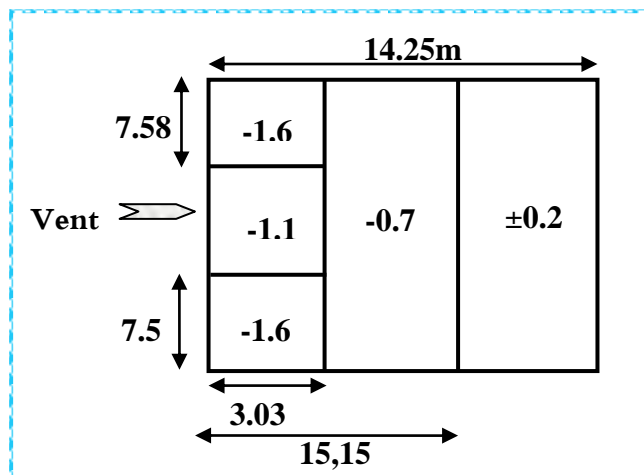


Fig. IV.10. C_{pe} sur les toitures.

4) Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées: C_{pi} = +0,8 et C_{pi} = -0,5 « Chap5- art 2.2 des RNV99. P78 »

5) Détermination de la pression due au vent :

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

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j W(Z_i) donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}). \quad \text{D'où :} \quad q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p$$

Sens X :

- **Parois verticales** : On prend : $C_{pi} = +0,8$

Zone	Z(m)	Cd	Cp	Q _{dyn}	q _j
A'	1.53	0.95	-1.8	585	-1000.4
	4.59			585	-1000.4
	7.65			585	-1000.4
	10.71			585	-1000.4
	13.77			585	-1000.4
	16.83			599.63	-1025.4
	19.89			645.75	-1104.2
	22.95			685.88	-1172.9
	26.01			721.88	-1234.4
	29.07			755.25	-1291.5
	31.2			776.25	-1327.4
B'	1.53	0.95	-1.6	585	-889.2
	4.59			585	-889.2
	7.65			585	-889.2
	10.71			585	-889.2
	13.77			585	-889.2
	16.83			599.63	-911.44
	19.89			645.75	-981.54
	22.95			685.88	-1042.5
	26.01			721.88	-1097.3
	29.07			755.25	-1148.0
	31.2			776.25	-1179.9
	1.53	0.95	0	585	0
	4.59			585	0
	7.65			585	0
	10.71			585	0
	13.77			585	0
	16.83			599.63	0
	19.89			645.75	0

D	22.95			685.88	0
	26.01			721.88	0
	29.07			755.25	0
	31.2			776.25	0
E	1.53	0.95	-1.1	585	-611.33
	4.59			585	-611.33
	7.65			585	-611.33
	10.71			585	-611.33
	13.77			585	-611.33
	16.83			599.63	-626.61
	19.89			645.75	-674.81
	22.95			685.88	-716.74
	26.01			721.88	-754.36
	29.07			755.25	-789.24
	31.2			776.25	-811.18

Tab. IV.18 : la pression due au vent (q) du Parois vertical Cpi=0.8

On prend : Cpi = -0.5

Zone	Z(m)	Cd	Cp	q _{dyn}	q _j
A'	1.53	0.95	-0.5	585	-277.88
	4.59			585	-277.88
	7.65			585	-277.88
	10.71			585	-277.88
	13.77			585	-277.88
	16.83			599.63	-277.88
	19.89			645.75	-306.73
	22.95			685.88	-325.79
	26.01			721.88	-342.89
	29.07			755.25	-358.74
	31.2			776.25	-368.72
	1.53			585	-166.73
	4.59			585	-166.73

B'	7.65	0.95	-0.3	585	-166.73
	10.71			585	-166.73
	13.77			585	-166.73
	16.83			599.63	-170.89
	19.89			645.75	-184.04
	22.95			685.88	-195.48
	26.01			721.88	-205.74
	29.07			755.25	-215.25
	31.2			776.25	-221.23
D	1.53	0.95	1.3	585	722.48
	4.59			585	722.48
	7.65			585	722.48
	10.71			585	722.48
	13.77			585	722.48
	16.83			599.63	740.54
	19.89			645.75	797.5
	22.95			685.88	847.06
	26.01			721.88	891.52
	29.07			755.25	932.73
	31.2			776.25	958.67
E	1.53	0.95	0.2	585	111.15
	4.59			585	111.15
	7.65			585	111.15
	10.71			585	111.15
	13.77			585	111.15
	16.83			599.63	113.93
	19.89			645.75	122.69
	22.95			685.88	130.32
	26.01			721.88	137.16
	29.07			755.25	143.50
	31.2			776.25	147.49

Tab. IV.19 : la pression due au vent (q) du Parois vertical $C_{pi}=-0.5$

- **Toiture** : On prend : $C_{pi} = +0,8$

Zone	C_{pe}	C_p	Z(m)	C_d	q_{dyn}	q_j
F	-1.6	-2.4	31.2	0.95	776.25	-1769.9
G	-1.1	-1.9				-1401.1
H	-0.7	-1.5				-1106.2
I	+0.2	0.6				442.46
	-0.2	1				737.44

Tab. IV.20 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$

On prend : $C_{pi} = -0.5$

Zone	C_{pe}	C_p	Z(m)	C_d	q_{dyn}	q_j
F	-1.6	-1.1	31.2	0.95	776.2	-811.18
G	-1.1	-0.6				-442.46
H	-0.7	-0.2				-147.49
I	+0.2	0.7				516.21
	-0.2	0.3				221.23

Tab. IV.21 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}= -0.5$

6) Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

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

$$F_{fr} = \sum q_{dyn(Z_j)} \times C_{fr,j} \times S_{fr,j} \dots \dots \dots \text{formule(2.8)}$$

- 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

- Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifiées
- **b** : est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent
- **h** : la hauteur de la construction
- **d**: la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

➤ **Sens -x:**

d =14.25m ; b=30.3m ; h=31.2m

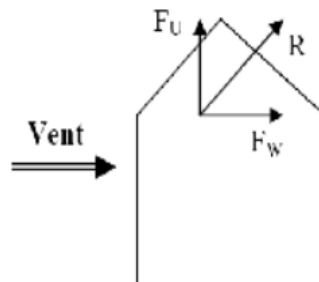
$$\frac{d}{b} = \frac{14.25}{30.3} = 0.47 < 3 \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{14.25}{31.2} = 0.46 < 3 \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

7) Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



- F_W : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

- F_U : composante verticale des forces appliquées à l'acrotère.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum q_j \times S_j + \sum F_{f_{rj}}$$

- Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
- q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.
- S_j : aire de l'élément de surface j.
- $F_{f_{rj}}$: forces de frottement.

Zone	Zj « m »	S « m ² »	qz« N/m ² »	Rx	Ry
D=b*3.06	1.53	92.72	0	0	0
	4.59	92.72	0	0	0
	7.65	92.72	0	0	0
	10.71	92.72	0	0	0
	13.77	92.72	0	0	0
	16.83	92.72	0	0	0
	19.89	92.72	0	0	0
	22.95	92.72	0	0	0
	26.01	92.72	0	0	0
	29.07	92.72	0	0	0
31.2	92.72	0	0	0	
E=b*3.06	1.53	92.72	-611.33	-56682,52	0
	4.59	92.72	-611.33	-56682,52	0
	7.65	92.72	-611.33	-56682,52	0
	10.71	92.72	-611.33	-56682,52	0
	13.77	92.72	-611.33	-56682,52	0
	16.83	92.72	-626.61	-58099,28	0
	19.89	92.72	-674.81	-62568,38	0
	22.95	92.72	-716.74	-66456,13	0
	26.01	92.72	-754.36	-69944,26	0
	29.07	92.72	-789.24	-73178,33	0
31.2	92.72	-811.18	-75212,61	0	
F=(e/10*e/4)*2	31.2	45,90	-1769.9	0	-81256,11
G=b-((e/4)*2)	31.2	15,15	-1401.1	0	-21226,67
H=(e/2-e/10)*b	31.2	367,236	-1106.2	0	-406240,89
I=(d-e/2)*b	31.2	-27.27	737.44	0	-20109,99

Tab. IV.22 : Valeurs des forces de frottement cpi=0.8

Donc:

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -688870N$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -528830 N$$

Zone	Zj « m »	S « m ² »	q _z « N/m ² »	R _x	R _y
D=b*3.06	1.53	92.72	722. 48	66988	0
	4.59	92.72	722. 48	66988	0
	7.65	92.72	722. 48	66988	0
	10.71	92.72	722. 48	66988	0
	13.77	92.72	722. 48	66988	0
	16.83	92.72	740. 54	68663	0
	19.89	92.72	797. 5	73944	0
	22.95	92.72	847. 06	78539	0
	26.01	92.72	891. 52	82662	0
	29.07	92.72	932. 73	86483	0
31.2	92.72	958. 67	88888	0	
E=b*3.06	1.53	92.72	111. 15	13. 908	0
	4.59	92.72	111. 15	13. 908	0
	7.65	92.72	111. 15	13. 908	0
	10.71	92.72	111. 15	13. 908	0
	13.77	92.72	111. 15	13. 908	0
	16.83	92.72	113. 93	86. 231	0
	19.89	92.72	122. 69	63. 978	0
	22.95	92.72	130. 32	29. 671	0
	26.01	92.72	137. 16	14. 835	0
	29.07	92.72	143. 50	46. 361	0
31.2	92.72	147. 49	45. 434	0	
F=(e/10*e/4)*2	31.2	45,91	-811. 18	0	-37241
G=b-((e/4)*2)	31.2	15,15	-442. 46	0	-6703. 3
H=(e/2-e/10)*b	31.2	367,236	-147. 49	0	-54164
I=(d-e/2)*b	31.2	-27.27	516. 21	0	-14077

Tab. IV.23 : Valeurs des forces de frottement cpi=-0.5

Donc:

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = 814480 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -112190 \text{ N}$$

SensY :

- **Parois verticales :** On prend : $C_{pi} = +0,8$

Zone	Z(m)	Cd	Cp	Q _{dyn}	q _j
A'	1.53	0.95	-1.8	585	-1000.4
	4.59			585	-1000.4
	7.65			585	-1000.4
	10.71			585	-1000.4
	13.77			585	-1000.4
	16.83			599.63	-1025.4
	19.89			645.75	-1104.2
	22.95			685.88	-1172.9
	26.01			721.88	-1234.4
	29.07			755.25	-1291.5
31.2	776.25	-1327.4			
B'	1.53	0.95	-1.6	585	-889.2
	4.59			585	-889.2
	7.65			585	-889.2
	10.71			585	-889.2
	13.77			585	-889.2
	16.83			599.63	-911.44
	19.89			645.75	-981.54
	22.95			685.88	-1042.5
	26.01			721.88	-1097.3
	29.07			755.25	-1148.0
31.2	776.25	-1179.9			
	1.53	0.95	-1.3	585	-722.48
	4.59			585	-722.48
	7.65			585	-722.48
	10.71			585	-722.48
	13.77			585	-722.48
	16.83			599.63	-740.54

C	19.89			645.75	-797.5
	22.95			685.88	-847.06
	26.01			721.88	-891.52
	29.07			755.25	-932.73
	31.2			776.25	-958.67
D	1.53	0.95	0	585	0
	4.59			585	0
	7.65			585	0
	10.71			585	0
	13.77			585	0
	16.83			599.63	0
	19.89			645.75	0
	22.95			685.88	0
	26.01			721.88	0
	29.07			755.25	0
	31.2			776.25	0
E	1.53	0.95	-1.1	585	-611.33
	4.59			585	-611.33
	7.65			585	-611.33
	10.71			585	-611.33
	13.77			585	-611.33
	16.83			599.63	-626.61
	19.89			645.75	-674.81
	22.95			685.88	-716.74
	26.01			721.88	-754.36
	29.07			755.25	-789.24
	31.2			776.25	-811.18

Tab. IV.24. la pression due au vent (q) du Parois vertical $C_{pi}=0.8$

- On prend : $C_{pi} = -0.5$

Zone	Z(m)	Cd	Cp	q _{dyn}	q _j
A'	1.53	0.95	-0.5	585	-277.88
	4.59			585	-277.88
	7.65			585	-277.88
	10.71			585	-277.88
	13.77			585	-277.88
	16.83			599.63	-277.88
	19.89			645.75	-306.73
	22.95			685.88	-325.79
	26.01			721.88	-342.89
	29.07			755.25	-358.74
31.2	776.25	-368.72			
B'	1.53	0.95	-0.3	585	-166.73
	4.59			585	-166.73
	7.65			585	-166.73
	10.71			585	-166.73
	13.77			585	-166.73
	16.83			599.63	-170.89
	19.89			645.75	-184.04
	22.95			685.88	-195.48
	26.01			721.88	-205.74
	29.07			755.25	-215.25
31.2	776.25	-221.23			
C	1.53	0.95	0	585	0
	4.59			585	0
	7.65			585	0
	10.71			585	0
	13.77			585	0
	16.83			599.63	0
	19.89			645.75	0
	22.95			685.88	0

	26.01			721.88	0
	29.07			755.25	0
D	1.53	0.95	1.3	585	722.48
	4.59			585	722.48
	7.65			585	722.48
	10.71			585	722.48
	13.77			585	722.48
	16.83			599.63	740.54
	19.89			645.75	797.5
	22.95			685.88	847.06
	26.01			721.88	891.52
	29.07			755.25	932.73
	31.2			776.25	958.67
E	1.53	0.95	0.2	585	111.15
	4.59			585	111.15
	7.65			585	111.15
	10.71			585	111.15
	13.77			585	111.15
	16.83			599.63	113.93
	19.89			645.75	122.69
	22.95			685.88	130.32
	26.01			721.88	137.16
	29.07			755.25	143.50
	31.2			776.25	147.49

Tab. IV.25 : la pression due au vent (q) du Parois vertical $C_{pi} = -0.5$

- **Toiture :** On prend : $C_{pi} = +0,8$

Zone	C_{pe}	C_p	Z(m)	C_d	q_{dyn}	q_j
F	-1.6	-2.4				-1769.9

G	-1.1	-1.9	31.2	0.95	776.25	-1401.1
H	-0.7	-1.5				-1106.2
I	+0.2	0.6				442.46
	-0.2	1				737.44

Tab. IV.26 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.8

On prend : Cpi = -0.5

Zone	Cpe	Cp	Z(m)	Cd	q _{dyn}	q _j
F	-1.6	-1.1	31.2	0.95	776.25	-811.18
G	-1.1	-0.6				-442.46
H	-0.7	-0.2				-147.49
I	+0.2	0.7				516.21
	-0.2	0.3				221.23

Tab. IV.27 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi=-0.5

8) Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

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

$$F_{fr} = \sum q_{dyn(Z_j)} \times C_{fr,j} \times S_{fr,j} \dots \dots \dots \text{formule(2.8)}$$

- 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

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être

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

vérifiées

- **b** : est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent
- **h** : la hauteur de la construction
- **d** : la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

➤ **Sens-y:**

d =30.3m ; b=14.25m ; h=31.2m

$$\frac{d}{b} = \frac{30.3}{14.25} = 2.16 < 3 \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

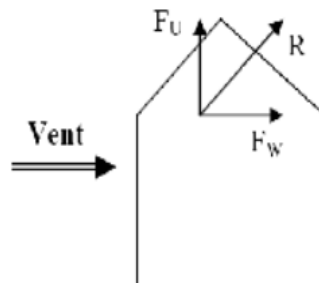
$$\frac{d}{b} = \frac{30.3}{31.2} = 0.97 < 3 \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

➤ *Détermination de la force résultante :*

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale

(voir la figure ci-après) :



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

- F_u : composante verticale des forces appliquées à l'acrotère.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum q_j \times S_j + \sum F_{f_{rj}}$$

- Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
- q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.
- S_j : aire de l'élément de surface j.
- $F_{f_{rj}}$: forces de frottement.
- $F_{f_{tj}}$: forces de frottement.

Zone	Z _j « m »	S « m ² »	q _z « N/m ² »	R _x	R _y
	1.53	431,775	0	0	0
	4.59	431,775	0	0	0
	7.65	431,775	0	0	0
	10.71	431,775	0	0	0

D=b*3.06	13.77	431,775	0	0	0
	16.83	431,775	0	0	0
	19.89	431,775	0	0	0
	22.95	431,775	0	0	0
	26.01	431,775	0	0	0
	29.07	431,775	0	0	0
	31.2	431,775	0	0	0
E=b*3.06	1.53	431,775	-611.33	-263960	0
	4.59	431,775	-611.33	-263960	0
	7.65	431,775	-611.33	-263960	0
	10.71	431,775	-611.33	-263960	0
	13.77	431,775	-611.33	-263960	0
	16.83	431,775	-626.61	-270550	0
	19.89	431,775	-674.81	-291370	0
	22.95	431,775	-716.74	-309470	0
	26.01	431,775	-754.36	-325710	0
	29.07	431,775	-789.24	-340770	0
	31.2	431,775	-811.18	-350250	0
F=(e/10*e/4)*2	31.2	10.15	-1769.9	0	-17964
G=b-((e/4)*2)	31.2	7.125	-1401.1	0	-9982.8
H=(e/2-e/10)*b	31.2	81.23	-1106.2	0	-89857
I=(d-e/2)*b	31.2	330,24	737.44	0	243530

Tab. IV.28 : Valeurs des forces de frottement $c_{pi}=0.8$

Donc:

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -3207900 \text{ N}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = 125730 \text{ N}$$

Zone	Zj « m »	S « m ² »	q _z « N/m ² »	Rx	Ry
	1.53	43.61	722.48	31507.35	0
	4.59	43.61	722.48	31507.35	0

D=b*3.06	7.65	43.61	722.48	31507.35	0
	10.71	43.61	722.48	31507.35	0
	13.77	43.61	722.48	31507.35	0
	16.83	43.61	740.54	32294.95	0
	19.89	43.61	797.5	34778.98	0
	22.95	43.61	847.06	36940.29	0
	26.01	43.61	891.52	38879.19	0
	29.07	43.61	932.73	40676.36	0
	31.2	43.61	958.67	41807.60	0
E=b*3.06	1.53	43.61	111.15	4847.3	0
	4.59	43.61	111.15	4847.3	0
	7.65	43.61	111.15	4847.3	0
	10.71	43.61	111.15	4847.3	0
	13.77	43.61	111.15	4847.3	0
	16.83	43.61	113.93	4968.5	0
	19.89	43.61	122.69	5350.5	0
	22.95	43.61	130.32	5683.3	0
	26.01	43.61	137.16	5981.5	0
	29.07	43.61	143.50	6258	0
	31.2	43.61	147.49	6432	0
F=(e/10*e/4)*2	31.2	10.15	-811.18	0	-8233.5
G=b-((e/4)*2)	31.2	7.125	-442.46	0	-3152.5
H=(e/2-e/10)*b	31.2	81.23	-147.49	0	-11981
I=(d-e/2)*b	31.2	330,24	516.21	0	170470

Tab. IV.29 : Valeurs des forces de frottement $c_{pi}=-0.5$

Donc:

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = 441830N$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = 147100 N$$

V.2.5. VERIFICATION DE LA STABILITE :

Effort	vent	séisme
V_X(T)	81.45	153.92
V_Y(T)	44.18	152.75

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

VI.2.6. 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

Etude des éléments structuraux

V.1 : Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysais), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

V.2 .Ferrailage des poutres

V.2.1.Définition:

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées 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.

V.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et, 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 : 40ϕ en zone II.
- 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 le plus défavorable).

V.2.3.Les poutre principales :

Combinaisons	1.35G+1.5Q	G+Q+Ey	G+Q	
	travée	appuis	Travée	appuis
Valeurs	57.19	-113.49	41.71	-81.48

Tab V.1 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

S= 30×45 cm²; Fe = 400 MPa.

$$\varnothing \geq \frac{h}{10}, \varnothing \geq \frac{45}{10} = 4.5cm,$$

$$c \geq 1 + \frac{\varnothing}{2} \rightarrow c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25cm$$

Donc : c=3 cm.

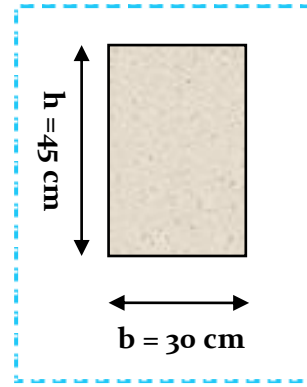


Fig. V.1.Section de poutre principale

A. Ferrailage longitudinale des poutres :

- En Travée

1. E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

M_{ult} = 57.19 KN.m ; c=3cm ; d=42cm....poutre principales (30×45) cm² (Robot 2014)

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}; \mu_l 0.392; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \sigma_b = f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

	M (N.m)	μ	μ _l	comparaison	A	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	57190	0.076	0.392	μ < μ _l donc : A _{sc} =0	0.099	0.96	4.07

- Sur appuis : Combinaison (G+Q+Ey)

M_{ult} = 113.49 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}; \mu_l 0.392; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \sigma_b = f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

	M (N.m)	μ	μ _l	comparaison	A	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	113490	0.145	0.392	μ < μ _l donc : A _{sc} =0	0.197	0.92	8.43

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52cm$$

• **Le pourcentage minimal d'armature :**

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 45 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

Selon PPA99/2003 : "art. 7.5.2.1"

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \dots \text{zone II}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% 30 \times 45 = 6.75\text{cm}^2$$

• **Tableau Récapitulatif**

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

Poutre principale	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Travée	4.07	1.52	6.75	1.35	6.75	3HA12+3HA14 =8.01
Appuis	8.43	1.52	6.75	1.35	8.43	6HA14=9.24

✓ **Vérifications nécessaires pour les poutres principales :**

- **Vérification de l'E.L.S :** Combinaison (G + Q).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}; \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Poutre principale	M _U (N.m)	M _{ser} (N.m)	α	Γ	ᾱ	Condition
En travée	57190	41710	0.099	1.37	0.435	Vérifiée
Sur appuis	113490	81480	0.197	1.39	0.445	Vérifiée

- **Vérification De La Contrainte De Cisaillement :** BAEL 91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u^{\max} = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min (0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$V_u = 133.97\text{KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{133970}{300 \times 420} = 1.06\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_{u_{\max}} = 1.06 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 \geq \frac{1}{16} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 42} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{45}{530} = 0.0085 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B. Ferrailage Transversales des poutres :

- ❖ **Disposition constructives :**

❖ Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{45}{35}, \frac{1.2 \cdot 30}{10} \right\} = 1.2 \text{cm soit : } \phi_t = 8 \text{mm}$$

- ❖ **Espacement des armatures transversales**

➤ **Selon RBA99 (art 7.5.2.2) page 53**

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ h/4 ; 12\phi_1 \right\} \rightarrow s_t \leq \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.2 \right) \rightarrow s_t = 11.25 \text{cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$s'_t \leq h/2 \rightarrow s'_{t1} \leq 45/2 = 22.5 \text{cm}$$

La longueur de la Zone nodale: $L' = 2 \times h = 90 \text{cm}$

➤ **Selon BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$s'_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 37.8 \text{cm}$$

$$\text{On prend: } s'_t = 15 \text{cm}$$

- ❖ **La quantité des armatures transversales**

➤ **Selon BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (1.06 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.60 \text{cm}^2$$

➤ **Selon RPA 99version2003: (art 7.5.2.2) page 53**

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = \max(A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) \Rightarrow A_t = \max(0.60; 1.35) \Rightarrow A_t = 1.35 \text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 1.35cm^2 = 4\phi 8 = 2.01cm^2$

V.2.4. Calcul les poutres secondaires :

Combinaisons	1.35G+1.5Q	G+Q+Ex	G+Q	
	travée	appuis	travée	appuis
Valeurs	29.55	-70.31	21.55	-46.93

$S = 30 \times 35 \text{ cm}^2$.

$\phi \geq \frac{h}{10}, \phi \geq \frac{35}{10} = 3.5\text{cm}, c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$

$\rightarrow c \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75\text{cm}.$

Donc on prend: $c=3\text{cm}.$

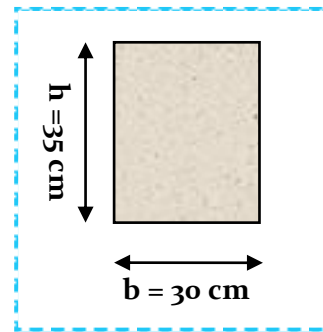


Fig. V.2. Section de poutre secondaire

A. Ferrailage longitudinale des poutres :

- En Travée

1. **E.L.U** : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

$M_{ult} = 29.55\text{KN.m}$; $c=3\text{cm}$; $d=32\text{cm}$ poutre secondaires (30×35) cm^2 (Robot 2014)

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$; $\mu_l 0.392$; $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$; $\beta = 1 - 0.4\alpha$

$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ avec $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\sigma_b = f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

	M (N.m)	μ	μ_l	comparaison	A	β	$A_{cal} (\text{cm}^2)$
Poutre secondaire	29550	0.068	0.392	$\mu < \mu_l$ donc : $A_{sc}=0$	0.088	0.964	2.75

- Sur appuis :Combinaison (G+Q+Ex)

$M_u=70.31 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$; $\mu_l 0.392$; $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$; $\beta = 1 - 0.4\alpha$

$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ avec

$\sigma_b = 18.45\text{MPa}$, $\sigma_s = 400\text{MPa}$. \Leftrightarrow situation – accidentel le

	M (N.m)	μ	μ_ℓ	comparaison	A	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre secondaire	70310	0.161	0.392	$\mu < \mu_\ell$ donc : $A_{sc}=0$	0.221	0.912	6.92

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16\text{cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature :**

- **Selon BAEL91 :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 35 \times 30 = 1.05\text{cm}^2$$

- **Selon PPA99/2003 : "art. 7.5.2.1"**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \rightarrow \text{zoneII}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$$

- **Tableau Récapitulatif**

$$A = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPa})$$

Poutre secondaire	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} cm ²	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
travée	2.75	1.16	5.25	1.05	5.25	6HA12=6.79
appuis	6.92	1.16	5.25	1.05	6.92	6HA14=9.24

- ✓ **Vérifications nécessaires pour les poutres secondaires:**

- **Vérification de l'E.L.S : Combinaison (G + Q).**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}; \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Poutre secondaire	M_U (N.m)	M_{ser} (N.m)	α	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	29550	21550	0.088	1.37	0.435	Vérifiée
Sur appuis	70310	46930	0.221	1.49	0.495	Vérifiée

- **Vérification De La Contrainte De Cisaillement** : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$V_u = 157.78 \text{KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{157780}{300 \times 320} = 1.644 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_{u \max} = 1.644 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B. Ferrailage Transversales des poutres :

- ❖ Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right) = 1.00 \text{cm} \text{ soit : } \phi_t = 8 \text{mm}$$

- ❖ Espacement des armatures transversales

- Selon RBA99 (art 7.5.2.2)

- En zone nodale :

$$s_t \leq \min \left\{ h/4 ; 12\phi_1 \right\} \rightarrow s_t \leq \min(8.75; 14.4) \dots \dots St = 8 \text{cm}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S'_t \leq h/2 \rightarrow S'_{t1} \leq 35/2 = 17.5 \text{cm} \dots \dots S'_t = 15 \text{cm}$$

La longueur da la Zone nodale: $L' = 2 \times h = 70 \text{cm}$

- Selon BAEL91: (art A.5.1, 2)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 28.8 \text{m}$$

- ❖ La quantité des armatures transversales

- Selon BAEL91: (art A.5.1, 2)

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (1.644 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 1.43 \text{cm}^2$$

- Selon RPA 99version2003: (art 7.5.2.2) page 53

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

- Donc : $A_t = \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) \Rightarrow A_t = \max(1.43; 1.35) \Rightarrow A_t = 1.49 \text{cm}^2$

Soit : $A_t = 1.49cm^2 = 4\phi 8 = 2.01cm^2$

- Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.067 \geq \frac{1}{16} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 32} = 0.0071 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{520} = 0.0067 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.2.5. LES RESULTATS FINALS DE FERRAILLAGE : sont résumés dans les tableaux suivants

Poutre	position	Nombre des barres	Armature Longitudinale A_l (cm ²)	Armature transversale A_t (cm ²)
Poutre principale(30×45) cm ²	Travée	3HA12+3HA14	8.01	4φ8 = 2.01cm ² .
	Appui	6HA14	9.24	
Poutre secondaire (30×35) cm ²	Travée	6HA12	6.79	4φ8 = 2.01cm ² .
	Appui	6HA14	9.24	

V.2.6.SCHEMA FERRAILLAGE DE POUTRE:

(30×45) cm²

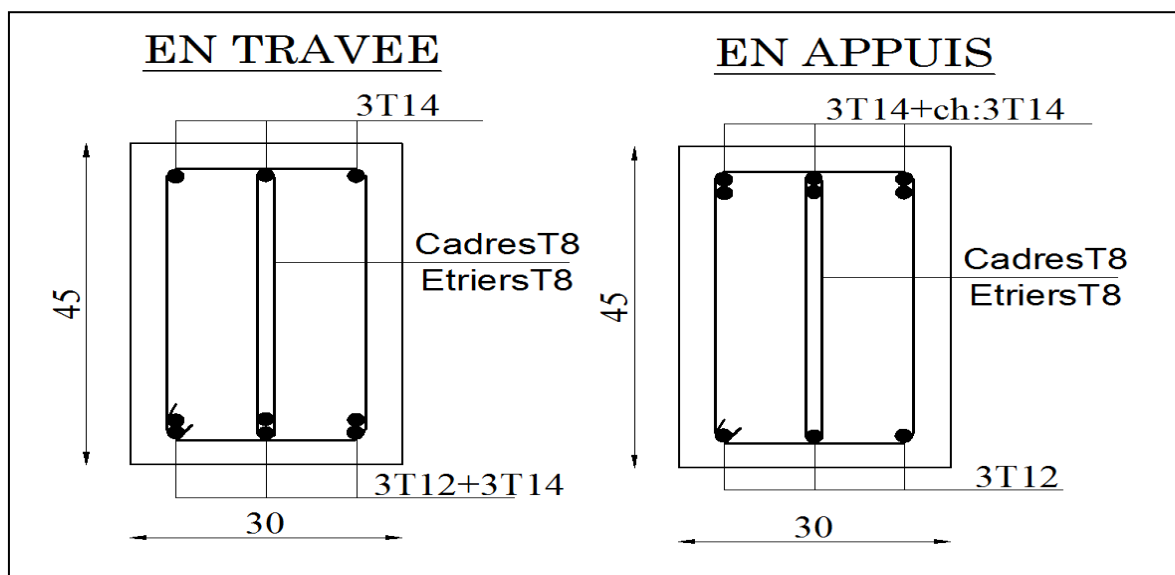


Fig .V.3.Le ferrailage de poutre Principale

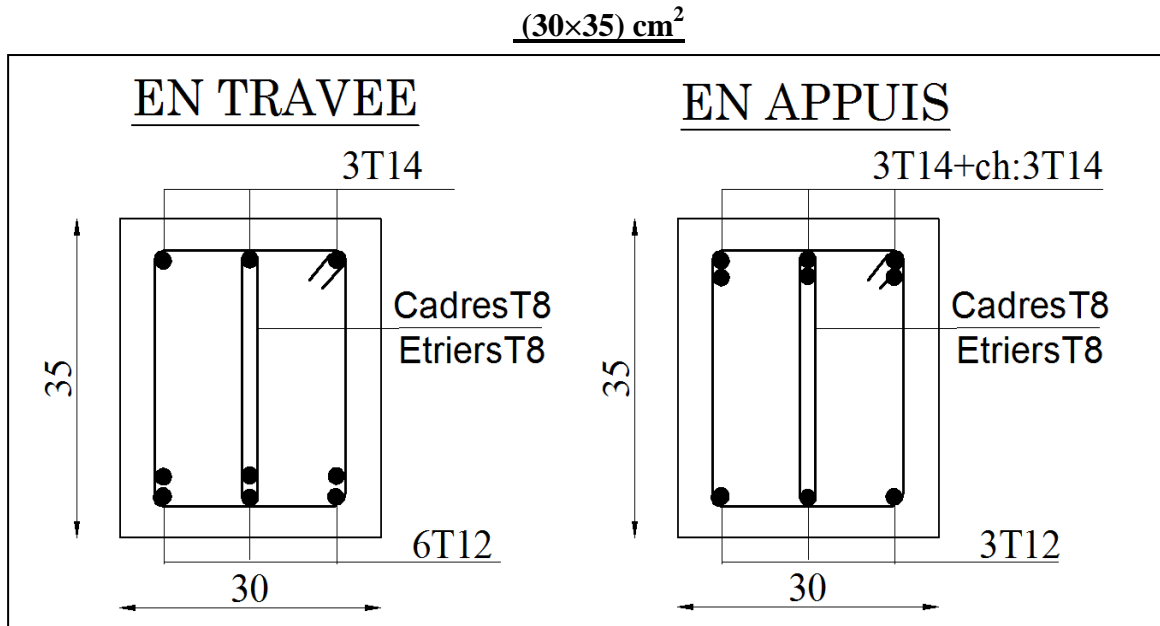


Fig .V.4.Le ferrailage de poutre secondaire

V.3.FERRAILAGE DES VOILES

V.3.1.INTRODUCTION :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux modes premiers de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

Donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.3.2. RECOMMANDATION DU RPA 99/03 :

❖ Type d'armatures :

a) Les armatures verticales : « 7.7.4.1 »

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e \dots$
 - L_t : longueur de zone tendue.
 - e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile ($S_t < e$)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales : « 7.7.3.3 »

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - ✓ $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

- ✓ l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
- ✓ les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

c) Les armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

❖ **Règles communes :**

- La longueur de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible.
 - **20Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{calculé}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURE

A. Ferrailage vertical:

⇒ **Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale ; Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$- \quad N_{\min} = 0,8N_g + N_e \quad (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$- \quad M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité C'est à dire pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\max} = M_g + M_q + M_e$$

⇒ **Type de section qu'on peut avoir**

- Une section soumise à la flexion composée peut être

- Une section partiellement comprimée « s.p.c ».
- Une section entièrement comprimée « s.e.c ».
- Une section entièrement tendue « s.e.t ».

* **Etapes de calcul :**

➤ **Détermination de la nature de la section :**

- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

➤ **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

La méthode de calcul c'est la **méthode de contrainte**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles}$$

❖ 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) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P..A} = 0.002.a.l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P..A} = 0.0015.a.h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P..A} = 0.001.a.h.....en\ zone\ courante$

⇒ Exemple de calcul :



Fig. V.5.Le voile n°1158de niveau RDC c'est le plus sollicité

⇒ La combinaison d'action :

Selon ROBOT2014	Moment M « KN.m »	L'effort normale N « KN »	L'effort tranchant T « KN »
Combinaison : G+Q+Ex	1962.27	722.51	397.82

* **Méthode de calcul** :Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{722.51 \times 10^3}{150 \times 3500} + \frac{6 \times 1962.27 \times 10^6}{150 \times (3500)^2} = 7.784 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{722.51 \times 10^3}{150 \times 3500} - \frac{6 \times 1962.27 \times 10^6}{150 \times (3500)^2} = -5.031 MPa$$

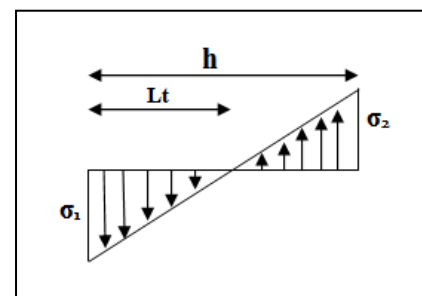
$$\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0 \Rightarrow l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3500 \times \frac{5.031}{7.784 + 5.031} = 1.37m$$

h = 3.5m ; **c** = 5cm

d = h - c = 3.5 - 0.05 = 4.45m ; **a** = 0.16 m

⇒ Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1962.27}{722.51} = 2.72m > \frac{h}{2} - c = \frac{3.5}{2} - 0.05 = 1.7m$$



→ Le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section et N : l'effort normal est un effort de compressionDonc la section est partiellement comprimée

⇒ Calcul de ferrailage :

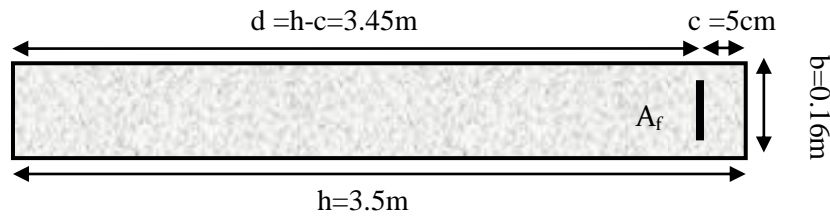


Fig. V.6.section de voile « coupe horizontale »

⇒ Armature verticale

a- Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1962.27 + 722.51 \left(3.45 - \frac{3.5}{2} \right) = 3190.54 \text{ KN.m}$$

cas accidentelle :

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \gamma_s = 1; \gamma_b = 1.15$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3190540}{18.5 \times 16 \times 345^2} = 0.091 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.119 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.952$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3190540}{400 \times 0.952 \times 345} = 24.29 \text{ cm}^2$$

b- Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 24.29 - \frac{722510}{100 \times 400} = 18.1 \text{ cm}^2$$

c- L'armature verticale minimale : « selon(RPA)-7.7.4.1 » D'après (RPA99.version 2003)

$$\text{Alors } A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 137 \times 16 = 4.38 \text{ cm}^2$$

d- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

Globalement dans la section du voile : 0,15 % « Selon(RPA)-7.7.4.3 »

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 16 \times 350 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

• Dans la zone tendue :

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}^{RPA}) = \max(18.1 \text{ cm}^2 ; 4.38 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Alors en prend : } A = A_{tendu} = 18.1 \text{ cm}^2$$

• En zone courante:

$$h' = h - 2l_t = 3.5 - 2 \times 1.37 = 0.76 > 0$$

Donc : $A_{min2}^c = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \cdot 16 \cdot 76 = 1.22cm^2$

$A_{tot} = 2A_{tendu} + A_c > A_{min}^g \Rightarrow A_{tot} = (2 \times 18.1) + 1.22 = 37.42cm^2 > 8.4cm^2$

e- L'espaceement : D'après (RPA99 version 2003)

✓ **En zone courante:**

$S < \min (1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 16 ; 30 \text{ cm}) \longrightarrow$ On prendre : $S=20 \text{ cm}$

✓ **Dans la zone h/10 :**

$D \leq \frac{S}{2} \Rightarrow \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} = 12 \text{ cm}$

On prend: $D=12 \text{ cm}$

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par leRPA99

⇒ **Vérification des contraintes de cisaillement :** Selon(RPA)- Art 7.7.2

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% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003)

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$$

- T : Effort tranchant à la base du voile.
- a : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 397.82 \times 10^3}{150 \times (0.9 \times 3500)} = 1.18MPa \leq \bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

Donc: $\tau_b \leq \bar{\tau} \rightarrow$ condition vérifiée.

B. Ferrailage horizontal : « Selon(RPA)-7.7.4.2 »

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1m de largeur

⇒ **Globalement dans la section du voile :** « selon(RPA)-Art7.7.4.3 »

$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 16 \times 100 = 2.4cm^2$

• **En zone courante :**

$A_{min}^g = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 16 \times 100 = 1.6cm^2$

Donc on prend : 4HA 10 = **3,14cm² → St=25cm**

C- Les armatures transversales : d'après les RPA99

C'est armatures perpendiculaires aux faces du mur, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.3.4.SCHEMA FINALE DE FERRAILLAGE :

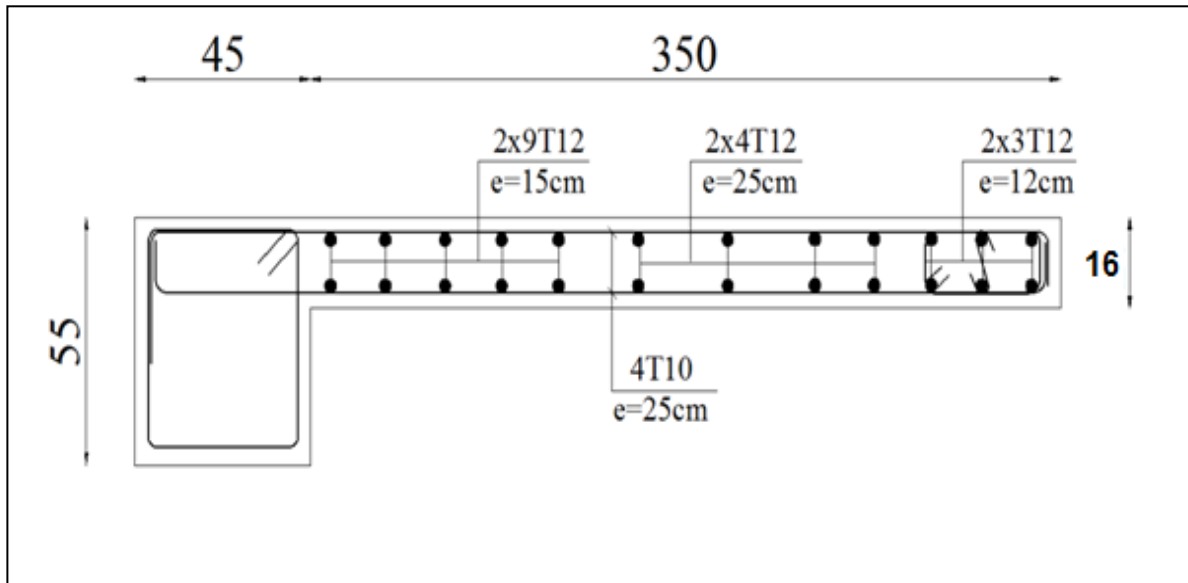


Fig.V.7.Le ferrailage de Voile

V.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.4.1.INTRODUCTION :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans le tableau V.1 ci-après:

situation	γ_b	γ_s	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
durable	1,50	1,15	14,2	25	400	348
accidentelle	1,15	1,00	18,5	25	400	400

Tab. V.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

V.4.2.COMBINAISONS DES CHARGES :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 :

E.L.U :Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q \rightarrow (C1)$ pour le ferrailage

E.L.S : Situation durable : $G+Q \rightarrow (C2)$ pour la vérification.

- Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

$$G+Q\pm E_{x,y} \rightarrow (C3)$$

$$0,8G\pm E_{x,y} \rightarrow C4)$$

- La combinaison (C3) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.
- La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit:

$$1) N_{max} \rightarrow M_{corr}$$

$$2) M_{max} \rightarrow N_{corr}$$

$$3) N_{min} \rightarrow M_{corr}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

❖ Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant

Donc ; Ils doivent être calculés (Ferrillés) à la flexion composée (F.C) à L'ELU

V.4.3.RECOMMANDATIONS DU RPA99/VERSION 2003 :

- Les armatures longitudinales : « Selon(2)- 7.4.2 page 48 »

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa sera de :

$$0.8 \% < \frac{A_s}{b \cdot h} < 4\% \text{ en zone II}$$

- Leur pourcentage maximal sera de :

-3% en zone courante

-6% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimal est de **12 mm**

- La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 ϕ en zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

-25cm en zone IIa

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zone critiques).

- Les Armatures transversales :

✓ **BAEL91** :(art A.8.1, 3)

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

- leur espacement :

- zone nodale: $S_t \leq \min (10 \phi_l ; 15 \text{ cm})$

- zone courante: $S_t \leq \min 15 \phi_l$

- La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \geq 3 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

- ❖ a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.
- ❖ l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

✓ **RPA99ver2003**: « 7.4.2.2 »

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- ❖ V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- ❖ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ❖ f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235\text{MPa}$).
- ❖ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants :

-Si $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \rho_a = 2.5$

-Si $\lambda_g < 5 \dots \dots \rho_a = 3.75$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min (10 \phi_l , 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_1$

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Niveau	Section des poteaux (cm2)	Asmin RPA (cm2)	Asmax RPA (cm2) Zone Courante	Asmax RPA (cm2) Zone de Recouvrement
RDC÷12étage	45×55	19.8	9.9	14.85

Tab V.3 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales

V.4.4.CALCUL DES POTEAUX :

Soit le poteau du RDC (dimension 45×55) cm2 :

- ❖ $c = 3\text{cm}$; $s = 45 \times 55 = 2475\text{cm}^2$; acier $F_e E400$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.
- ❖ $f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2\text{ MPa}$; $L = 3.06\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

A. Combinaison des charges :

<u>Selon le BAEL91</u>		<u>Selon le RPA99</u>	
E.L.U	E.L.S	Accidentelle	
1,35G + 1,5 Q	G + Q	G + Q + Ex	0,8 G+ Ex
$N_{\max} = 2344.01\text{KN}$	$N_{\max} = 1701.85\text{ KN}$	$M_{\max} = 89.34\text{KN.m}$	$N_{\min} = 33.58\text{ KN}$
$M_{\text{corr}} = 14.17\text{KN.m}$	$M_{\text{corr}} = 10.24\text{KN.m}$	$N_{\text{corr}} = 161.68\text{ KN}$	$M_{\text{corr}} = 38.02\text{ KN.m}$

Tab V.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque

B. Ferrailage longitudinal :

Le calcul de section d'armature sens longitudinale sont:

$$A = \max (A_{RPA} ; A_{\min} ; A_{\text{calculé}} = A_{ELU} \text{ ou } A_{Acc})$$

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie :

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \overline{\sigma}_b$$

(I) (II)

1. E.L.U:

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-selon BAEL91rev99** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a; e_0 = \frac{M}{N}$$

- e_1 : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- ❖ e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right); L = 306cm$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{306}{250} = 1.224cm\right) \Rightarrow e_a = 2cm$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14.17}{2344.01} \Rightarrow e_0 = 0.0060m = 0.60cm$$

$$\rightarrow e_1 = e_0 + e_a = 0.60 + 2 = 2.60cm$$

- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.
- ❖ des effets du second ordre de façon forfaitaire : $l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / l)$
 - l : hauteur totale du Poteau.
 - l_f : longueur de flambement du poteau.
 - h : longueur de section de poteau.

$$l = 306cm ; h = 55$$

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

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{0.55} < \max\left(15 ; 20 \times \frac{2.6}{306}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} = 3.89 < \max(15 ; 0.16)$$

- ❖ Pour ce faire on procède aux justifications habituelles complétées comme suit :

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

- α : Le rapport du moment du 1^{ère} ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1.

$$\lambda = \frac{3.46l_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.142}{0.55} = 13.48$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.48}{35}\right)^2} = 0.83$$

- ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport set généralement pris égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.83 \times 2) = 0.0092m$$

Donc : $e = e_1 + e_2 = 2.60 + 0.92 = 3.52 \rightarrow e = 3.52cm$

- **Les moments et les efforts corrigés seront :**

$$M_{corrige} = N_{ultime} \times e = 2344.01 \times 0.0352 = 82.509KN.m$$

$$N = 2344.01KN ; M_{corrige} = 82.509 KN.m.$$

$$A = (0.337h - 0.81c') . b . h . \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.45 \times 14.2 = 0.56601MN.m$$

$$B = Nu(d - c') - Mua$$

$$Ma = Mu + Nu \times (d - h/2) = 0.0825 + 2.344 \times (0.52 - 0.55/2) = 0.6568 MN.m$$

$$B = 2.344 \times (0.52 - 0.03) - 0.657 = 0.492 MN.m$$

A>B → Donc la section est **partiellement comprimée**.

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2 . f_{bu}} ; \mu_l 0.392 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \sigma_b = f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A = Af - \frac{N}{100} \times \sigma_s$$

M_{ua}	μ	μ_l	comparaison	α	β	A_f (cm^2)	A (cm^2)
656800	0.311	0.392	$\mu < \mu_l$ donc : $A_{sc}=0$	0.481	0.807	44.98	-22.38

2. G + Q + E:

$$M_{max}=89.34KN.m ; N_{cor}=161.68KN$$

$$e_a=e_1+e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a ; e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{89.34}{161.68} = 0.5526m = 55.26cm$$

$$e_a = 2cm$$

$$\Rightarrow e_1 = 55.26 + 2 = 57.26cm$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi). \quad e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.83 \times 2) = 0.0092m$$

Donc : $e=e_1+e_2=57.26+0.92=58.18cm$

- **Les moments et les efforts corrigés seront :**

$$M \text{ corrigé} = N_{corr} \times e = 161.68 \times 0.582 = 94.09KN.m.$$

$$\text{Donc: } N = 161.68KN ; M \text{ corrigé} = 94.09 KN.m.$$

$$A = (0.337h - 0.81c').b.h.\sigma_b ; \sigma_b = 18.5Mpa \rightarrow \text{combinaisons accidentelles}$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.45 \times 18.5 = 0.73741 MN.m$$

$$B = Nu(d - c') - Mua$$

$$Ma = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0941 + 0.1616 \times \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) = 0.1336 MN.m$$

$$B = 0.1616 \times (0.52 - 0.03) - 0.1336 = -0.0544 MN.m$$

A>B → Donc la section est **partiellement comprimée**

M_{ua}	μ	μ_t	comparaison	α	β	$A_f (cm^2)$	$A (cm^2)$
133600	0.049	0.392	$\mu < \mu_t$ donc : $A_{sc}=0$	0.063	0.97	6.69	-22.37

3. 0,8G+E:

$$N_{min} = 33.58 KN ; M_{corr} = 38.02 KN.m$$

$$e_a=e_1+e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a ; e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{38.02}{33.58} = 1.1322m = 113.22cm$$

$$e_a = 2cm$$

$$\Rightarrow e_1 = 113.22 + 2 = 115.22cm$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi). \quad e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.83 \times 2) = 0.0092m$$

Donc : $e=e_1+e_2=115.22+0.92=116.14\text{cm}$

- **Les moments et les efforts corrigés seront :**

$$M \text{ corrigé} = N_{min} \times e = 33.58 \times 1.161 = 38.98\text{KN.m.}$$

$$\text{Donc: } N = 33.58\text{KN}; M \text{ corrigé} = 38.98\text{KN.m.}$$

$$A = (0.337h - 0.81c').b.h.\sigma_b; \sigma_b = 18.5\text{Mpa} \rightarrow \text{combinaisons accidentelles}$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.45 \times 18.5 = 0.73741 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu(d - c') - Mua$$

$$Ma = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0389 + 0.0336 \times \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) = 0.04713 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.0336 \times (0.52 - 0.03) - 0.0471 = -0.03063 \text{ MN.m}$$

$A > B \rightarrow$ Donc la section est **partiellement comprimée**

$$\sigma_b = 18.5\text{Mpa}; \sigma_b = 400\text{Mpa} \rightarrow \text{combinaisons accidentelles}$$

M_{ua}	μ	μ_ℓ	comparaison	α	B	$A_f \text{ (cm}^2\text{)}$	A (cm ²)
47130	0.171	0.392	$\mu < \mu_\ell$ donc : $A_{sc}=0$	0.236	0.905	2.490	1.65

4. Vérifications des sections:

➤ A_{RPA} :

D'après « **RPA99version2003** » on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$\text{Zone II} \rightarrow A_{RPA}=0.8\% (h \times b)= 0.008(45 \times 55) = 19.8\text{cm}^2$$

➤ A_{min} :

D'après « **BAEL91 art A.4.2** » on a Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.d.b.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 52 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 2.825\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature sens longitudinale :**

$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$		A_{min}^{RPA}	A_{min}^{BAEL}	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	G+Q+E 0.8G+E	(cm ²)	(cm ²)	
0	0 1.65	19.8	2.825	8HA14+4HA16=20.36cm ²

•**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 : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

* Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser} = 1701.85 \text{ KN}$; $M_{ser} = 10.24 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{10.24}{1701.85} = 0.0060 \text{ m} \rightarrow e_0 = 0.0060 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.092$$

▪ vérification la compression du béton :

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que : $\sigma_b < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 45 \times 55 + 15(20.36) = 2780,4 \text{ cm};$$

A: la section longitudinale "Aadop"

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = \frac{1}{2780.4} \left[\frac{45 \times 55^2}{2} + 15(10.18 \times 3 + 10.18 \times 52) \right] = 27.5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27.5 = 27.5 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - c)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3} (27.5^3 + 27.5^3) + 15(10.18 \times (27.5 - 3)^2 + 10.18 \times (27.5 - 3)^2) = 807220 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène « M_{ser} ».

$$\sigma_0 = \frac{1701850}{100 \times 2780,4} = 6.12 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{10240}{807220} = 0.0127 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.12 + 0.0127 \times 27.5 = 6.469 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.469 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

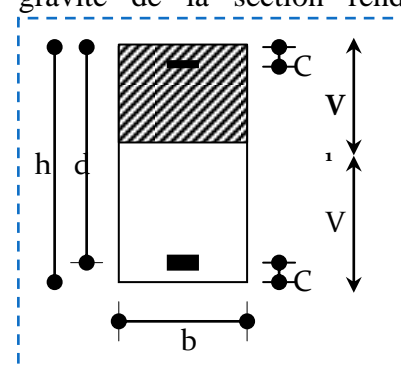


Fig. V.8. Section de poteau.

▪ **vérification l'ouverture de fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.12 + 0.0127(27.5 - 3)] = 96.47MPa$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[6.12 - 0.0127(52 - 27.5)] = 87.13MPa$$

$$\sigma_s^1 = 96.47MPa < \sigma_s = f_e 400 = 400MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s^2 = 87.13MPa < \sigma_s = f_e 400 = 400MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

C. Ferrailage transversal :

- **Vérification à l'effort tranchant : selon(BAEL)- A.5.1, 212**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$\ll G+Q+E_y \gg \rightarrow V_{\max} = 94.97 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} < \bar{\tau}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{94.97 \times 10^3}{450 \times 520} = 0.405MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,405 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

- **Calcul d'armature transversale: selon(RPA)- ART 7.4.2.2**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e} \rightarrow \text{selon(RPA)- formule 7.1}$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e 400MPa$).
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.
 - Si $\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$
 - Si $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$
- 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 poteaux dans la direction de déformation.

- l_f : longueur de flambement du poteaux ($l_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.06 = 2.142m$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.45} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right) \Rightarrow \lambda_g = 3.89 < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

- **St** : c'est l'espacement des armatures transversals

❖ **La zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}(10\phi_1; 15cm) \rightarrow$ En zone IIa **selon(RPA)**. [A .7.4.2.2]

En prend **St =10 cm**

❖ **La zone courante** : $S_t \leq 15\phi_1 \text{ cm} \rightarrow$ En zone IIa **selon(RPA)**. [A.7.4.2.2]

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

En prend $S_t' = 15cm$ dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$\Rightarrow A_t = 1.62cm^2 \rightarrow \text{soit } 4\emptyset 8 \rightarrow A_t = 2.01cm^2$$

✓ **En zone courante :**

- **Vérification des cadres des armatures minimales :**

- **Selon RPA99rev2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \geq 3 \Rightarrow 0.8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

✓ **Dans la zone nodale** $S_t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{2.01}{10 \times 45} = 0.45\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35cm^2$ Alors la condition est vérifiée.

✓ **Dans la zone courant** : $S_t' = 12 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{2.01}{12 \times 45} = 0.37\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 45 = 1.62cm^2$ Alors la condition est vérifiée.

- Selon BAEL91: (art A.8.1, 3) :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$$

→Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10mm \geq \frac{\phi_l}{3}$ condition vérifiée.

2/ leur espacement : $St \leq \min (12 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10\text{cm})$

$St \leq \min (12 \times 2 = 24\text{cm}; 40 \text{ cm}; 45 + 10 = 55\text{cm})$

→ **Zone nodale** : $St = 10\text{cm} \leq 30\text{cm}$ condition vérifiée.

→ **Zone courante** : $S'_t = 15\text{cm} \leq 30\text{cm}$ condition vérifiée

D. Verification spécifiques : Selon(RPA) -7.4.3

- Sollicitations normales : 7.4.3.1

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \dots \text{formule(7.2)}$$

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .
- B_c : c'est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : c'est la résistance caractéristique du béton.

Après le **ROBOT2014** la combinaison E.L.U c'est le plus défavorable ; donc

$$N_{d-\max} = 161.68\text{KN}; B_c = 45 \times 55 = 2475\text{cm}^2; f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{161680}{2475 \times 10^2 \times 25} = 0.026 \leq 0.3 \text{ condition vérifiée.}$$

- Sollicitations tangents : 7.4.3.2

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28} \dots \text{formule(7.3)}$$

Dans notre cas:

$$\lambda_g = 3.57 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04 \Rightarrow \overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1\text{MPa}$$

$$v_{\max} = 94.97\text{KN} \dots \text{sous combinaison : } G + Q + Ex$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{bd} = \frac{94.97 \times 10^3}{450 \times 520} = 0.406 \text{MPa}$$

Donc: $\tau_{bu} = 0.406 < \bar{\tau}_{bu} = 1 \rightarrow$ condition vérifiée

V.4.5.LES RESULTATS FINALS DE FERRAILLAGE :

Sont résumés dans les tableaux suivants Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage
Référence :

Section de poteau :	Armature longitudinale	Armature transversale		
	$S_{\text{poteau}}=45 \times 55=2475 \text{cm}^2$	$A_{\text{adopte}} \ll \text{cm}^2 \gg$	$A_{\text{adopte}} \ll \text{cm}^2 \gg$	$S_t \ll \text{cm} \gg$
	8HA14+4HA16= 20.36cm ²	Zone nodale	$4\phi 8 = 2.01 \text{cm}^2$	10
		Zone courante	$4\phi 8 = 2.01 \text{cm}^2$	15

V.4.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE POTEAU :

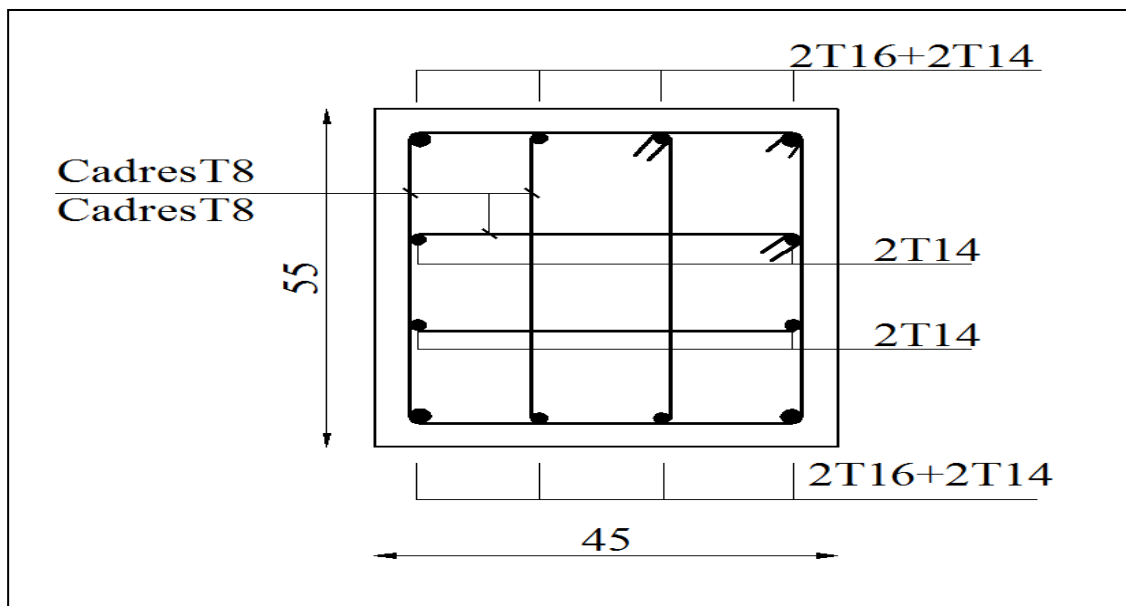


Fig. V.9.Coupe de ferrailage de section de poteau

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.INTRODUCTION :

Les fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts transmis par les éléments de la structure.

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (semelles sur pieux, puits)

VI.2. LE CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS :

- 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.

VI.2.1.DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.2.CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général

VI.2.3: COMBINAISON D'ACTION :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VI.3. CALCUL DES FONDATIONS :

VI.3.1:Etude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : **de Sétif**.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

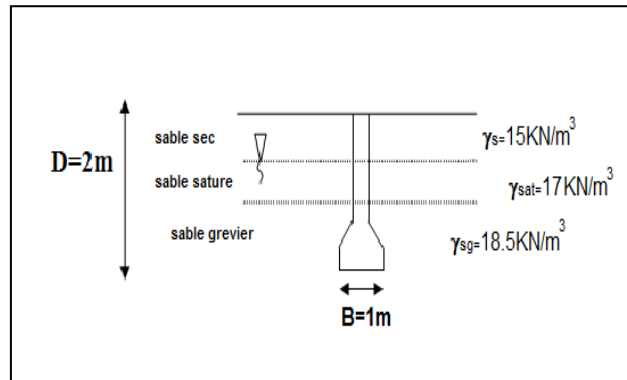
- contrainte admissible : **$\sigma_{sol}=1.79$ bar** pour l'ensemble du site.

❖ Calcul de la capacité portante de sol :

$$q_0 = 0$$

$$c = 0$$

$$\varphi = 25^\circ \begin{cases} Nq = 10.7 \\ N\gamma = 8.1 \\ Nc = 20.7 \end{cases}$$



$$\gamma_1 = 17 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_2 = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

$$q_u = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times B \times N\gamma + (q_0 + \gamma_2 D) Nq + C \cdot Nc$$

$$q_u = \frac{1}{2} \times 17 \times 1 \times 8.1 + (0 + 18.5 \times 2) 10.7 + 0 \times 20.7 = 464.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{nette} = q_u - \gamma_2 \cdot D$$

$$q_{nette} = 464.75 - 18.5 \times 2 = 427.75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{adm} = \frac{q_{nette}}{3} + \gamma_2 \cdot D$$

$$q_{adm} = \frac{427.75}{3} + 18.5 \times 2 = 179 \text{ KN}$$

$$\sigma_{adm} = 1.79 \text{ bar}$$

- types de sol : classé dans la catégorie S2 (**sol ferme**)
- ancrage des fondations : **D = 2 m**

VI.3.2 .CALCUL LA SECTION DES SEMELLES :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une Première vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_s} \text{ Avec : } N = NG + NQ \quad (\sigma_{sol} = 1.79 \text{ bars}).$$

➤ **Calcul des surfaces revenant aux semelles :**

La surface de semelle et les charges appropriées

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

- Avec : $\sigma_{sol} = 1.79 \text{ bars} = 17.9 \text{ T/m}^2$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- **A L'ELS :**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 3740.59 \text{ T} \dots \text{Solon le robot 2014}$$

$$S_{semelle} = 208.97 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale du bâtiment est : } S_{Bâtiment} = 374,73 \text{ m}^2$$

- **Vérification :**

$$\frac{S_{semelle}}{S_{Bâtiment}} = \frac{208.97}{374,73} = 0.5576 \rightarrow 55.76\% > 50\%$$

- **Commentaire :**

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier nervuré.

VI.4.ETUDE DU RADIER NERVURE :

Le radier nervuré est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.
- très bonne liaison dans rigidité de la base du bâtiment.

VI.4.1.Pré dimensionnement : L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

- **Sous poteaux :**

- **La dalle de radier :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm avec: } L_{max} : \text{ la plus grande distance entre deux poteaux.}$$

- **nervure :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} L_{max} : \text{ distance maximal Entre deux files successives. } ax = 5.3 \text{ m.}$$

$$b \geq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

b. Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

c. Condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} : \text{ la plus grande distance entre deux poteaux. } L_{max} = 530 \text{ m.} \\ L_e : \text{ Longueur élastique} \\ E : \text{ Pour un chargement de long durée ; } E = 3216420 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I : \text{ Inertie de la section de radier. (b = 1ml)} \\ K : \text{ Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. } K = 4000 \text{ t/m}^3 \\ b : \text{ Largeur du radier (bande de 1 mètre).} \end{array} \right.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} ; I = \frac{bh^3}{12} ; h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} ; K = \frac{4000t}{m^3}.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.3^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.7854 \text{ m}$$

- **Conclusion:**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$\left\{ \begin{array}{l} ht = 80 \text{ cm pour les nervure.} \\ h = 50 \text{ cm pour le radier} \\ b = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$I = \frac{1 \times 0.8^3}{12} = 0,043 m^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.043}{4000 \times 1}} = 3.43 \geq \frac{2 \times 5.3}{\pi} = 3.37 \dots cv$$

VI.4.2. Calcul de la surface minimale du radier :

- Détermination des efforts

ELU: $N_u = 51375.72 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 37405.99 \text{ KN}$

- **ELU:** $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{51375.72}{1.33 \times 179} = 215.80 m^2$

- **ELS:** $S_{radier} \geq \frac{N_s}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{37405.99}{1.33 \times 179} = 157.12 m^2$

- $S_{batiment} = 374,73 m^2 > \text{Max}(S1; S2) = 157,12 m^2$

Alors : La surface de bâtiment > la surface de Radier

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment

On ajoute un débordement (D).

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly)$$

$$\begin{cases} Lx: \text{longueur en plan (30.3m)} \\ Ly: \text{largeur en plan (14.25 m)} \\ S: \text{surface totale du bâtiment} \end{cases}$$

❖ Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hr}{2}; 30 \text{ cm} \right). \text{Où: } hr = 0.8 \text{ m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40 \text{ cm}; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$\begin{aligned} S' &= S + D \times 2 \times (Lx + Ly) = 374,73 + 0.5 \times 2 \times (30.3 + 14.25) \\ &= 419.28 m^2 \end{aligned}$$

- Poids du radier

$$G = (419.28 \times 0.8 \times 25) = 8385,6 \text{ KN}$$

- Combinaison d'action

$$N_u = 51375.72 + 1.35 (8385,6) = 62696,28 \text{ KN}$$

$$N_s = 37405.99 + 8385,6 = 45791,59 \text{ KN}$$

❖ Vérifications de radier :

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : « selon(BAEL91)-Art.5.1 »

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h=40\text{cm}$; $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$

$$V_u = T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{62696,28 \times 1}{419,28} \times \frac{5,3}{2} = 396,3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{396,3 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au poinçonnement: « selon(BAEL91)-Art : A.5.2.42 »**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°
La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.....Selon ROBOT2014

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

■ **Vérification pour les Poteau** : Le Poteau et le plus sollicité.

$$\mu_c = 2 \times (0.55 + 0.45 + (2 \times 0.80)) = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u = 2344.01 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.8 \times \frac{2500}{1.5} = 3120 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

❖ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G_T \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = $N_G + G_{\text{radier}}$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =2m)

$$G_{radier}=8385,6KN$$

$$G_T = 33370,49 + 8385,6 = 41756,09KN$$

$$\alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 419.28 \times 10 \times 2 = 12578,4KN$$

$G_T = 41756,09 KN \geq 12578,4KN \llcorner C.V \llcorner \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure

❖ **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± 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 :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N _{total} (KN)	37309.93	36546.64
M(KN.m)	1468.57	1425.62
e(m)	0.0394	0.0390
L/4(m)	30.3/4=7.58	14.25/4=3.56
Condition	vérifié	Vérifié

- **Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :**

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 33034,03 m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 7306,44 m^4$$

- **Le centre de gravité :**

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

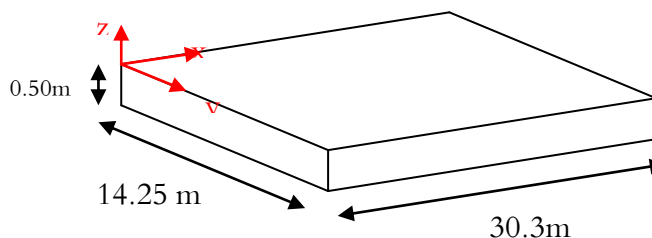


Fig. VI.1. schéma de radier.

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite du bâtiment
x_g	14.04	14.034
y_g	6.56	6.562

❖ Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \sigma_{max1} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} X_g ; \sigma_{max2} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y_g ; \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 179 = 238,07 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 14.04m, \quad Y_g = 6.56m \rightarrow \text{selon ROBOT2014}$$

	I(m ⁴)	N(KN)	M (KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	33034,03	37309.39	1468.57	419.28
Y-Y	7306,44	36546.64	1425.62	419.28

	σ_{max1} (KN/m ²)	σ_{max2} (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	89,61	88,69	89,38	238,07	Condition vérifiée
Y-Y	89.90	85.89	88.89	238,07	Condition vérifiée

VI.5.FERRAILLAGE DU RADIER:

Le radier se calculera comme dalle pleine renversé appuyé sur les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

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 PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

➤ 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 :

- $\mu_x ; \mu_y$ (annexe1): sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x / l_y ; \nu$ prend (0.2 à l'ELS et 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés 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 :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$
$q_u = 51415,68 / 419.28$	$q_{ser} = 37435,59 / 419.28$
$q_u = 122.63 \text{KN/m}^2$	$q_{ser} = 89.29 \text{KN/m}^2$

• **Ferrailage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (5.2×5.3) m². ⇒ Panneau d'**intermédiaire**.

$\rho = \frac{5.2}{5.3} = 0.98 \geq 0.4$ Donc la dalle travaille dans deux sens.

• **l'ELU** : $v = 0$; $q_u = 122.63 \text{KN/m}^2$

PANNEAU	L _X (M)	L _Y (M)	ρ	μ_x	μ_y	M _X (KN.M)	M _Y (KN.M)
P ₁	5.2	5.3	0.98	0.0384	0.9771	127.33	124.41

En Travée		Sur appui
M _{tx}	M _{ty}	M _{ax}
95.49	93.31	63.67

- **Calcul des armatures :** $\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$
 $A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad \varnothing_x = \frac{h}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$- \quad dx = h - c - \frac{\varnothing_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42,5 \text{ cm}$$

$$- \quad dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37,5 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

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

Sens X -X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{RPA} \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 4 \text{ cm}^2.$$

Panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Mu (KN ×m)	95.49	63.67	93.31	63.67
μ	0.0372	0.0248	0.0467	0.0319
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0	0	0	0
α	0.0474	0.0314	0.0598	0.0405
B	0.98	0.99	0.976	0.98
As (cm²/ml)	6.59	4.35	7.34	4.98
As_{min} (cm²/ml)	5.13	5.13	4.52	4.52
Choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA14	6HA12
As_{corres} (cm²/ml)	6.79	6.79	9.24	6.79
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tab. VI.1. récapitulatif des résultats(ELU).

• **ELS :** $v=0.2$; $q_{ser}=89.29KN/m^2$

PANNEAU	L _X (M)	L _Y (M)	ρ	μ _x	μ _y	M _X (KN.M)	M _Y (KN.M)
P ₁	5.2	5.3	0.98	0.0457	0.9694	110.34	106.96

En Travée		Sur appui
M _{tx}	M _{ty}	M _{ax}
82.76	80.22	55.17

$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 MPa$BAEL91(Art.4.5.2)

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3)fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa$

Panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	travée	appui	travée	Appui
Mser (KN .m)	82.76	55.17	80.22	55.17
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
μ	0.0305	0.0204	0.0380	0.0262
α	0.0387	0.0258	0.0484	0.0332
B	0.98	0.99	0.98	0.99
As (cm ² /ml)	9.85	6.50	10.83	7.37
As _{min} (cm ² /ml)	5.13	5.13	4.52	4.52
choix des barres/ml	6HA16	6HA12	6HA16	6HA16
As _{corr} (cm ² /ml)	12.06	6.79	12.06	12.06
Espacement cm	15	15	15	15

Tab.VI.2 : récapitulatif des résultats « ELS »

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots (A.5.1,1)$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{122.63 \times 5.2 \times 5.3}{2 \times 5.3 + 5.2} = 213.9KN$$

$$\tau_u = \frac{213.9 \times 10^3}{1000 \times 425} = 0.503 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.503 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

❖ **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de $L = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$.

Le calcul de Ferrailage sera pour une bande de 1m de largeur.

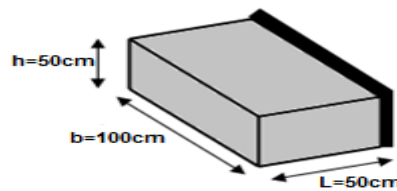


Fig.VI.2. Schéma de débord du radier

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L (cm)	q _u [KN/m]	q _s [KN/m]
100	50	42.5	50	122.63	89.29

• **Présentation schématique :**

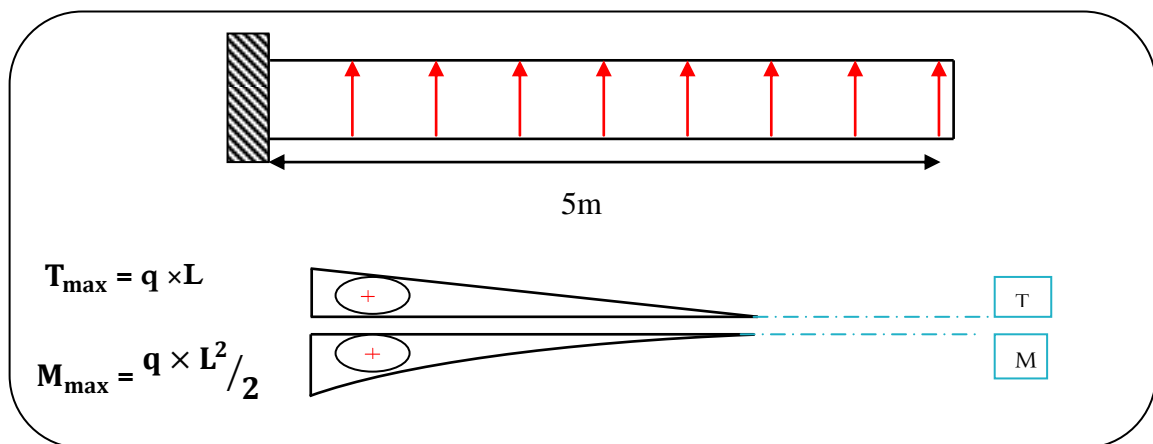


Fig.VI.3. Schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 122.63 \times (0.5)^2 / 2 = 15.33 \text{ KN.m}$$

■ **L'E LS** : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 89.52 \times (0.5)^2 / 2 = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{BAEL}} = 0.0025 \times b \times h = 10.63 \text{ cm}^2 ; A_{\text{Smin}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$$

	M_{\max}	M	A	β	A_S (cm ²)	A_{Smin} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Section adoptée
ELU	15.33	0.0059	0.0074	0.997	1.04	5.43	10.63	12.06	6HA16
ELS	11.16	0.0041	0.0051	0.997	1.31	5.43	10.63	12.06	6HA16

• **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3.14=4\text{HA}10$ avec un espacement 12 cm.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = 0,05 f_{c28} =$$

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

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 122.63 \times 0.5 = 61,315 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{61,315 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.144 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.144 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.6. ETUDE DE LA NERVURE :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 80 \text{ cm}; d = 0.9h = 72 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}; c = 8 \text{ cm}$$

• **Combinaison d'action**

Les résultants suivants selon logiciel de ROBOT2014

➤ **ELU:**

- **Sens X-X :**

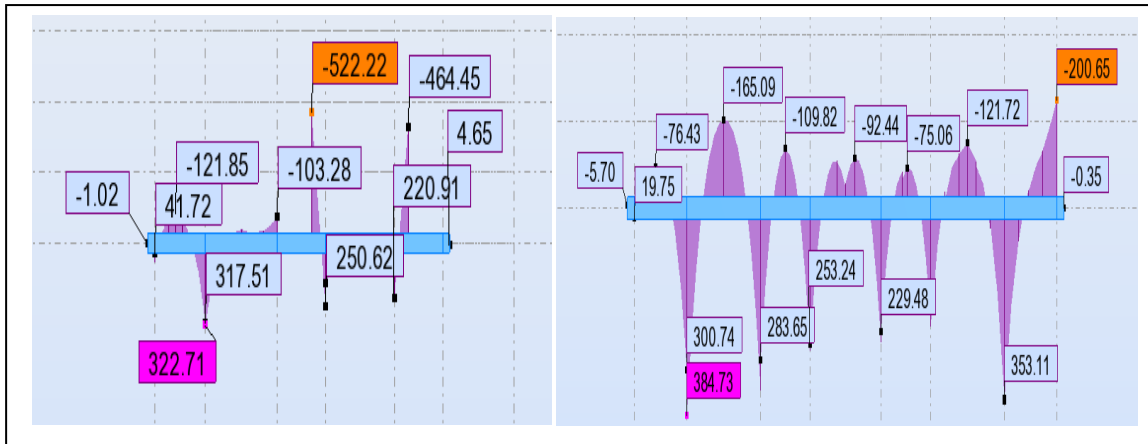


Fig.VI.4 : Diagramme des moments fléchissant sens X à L'ELU

- Sens Y-Y :

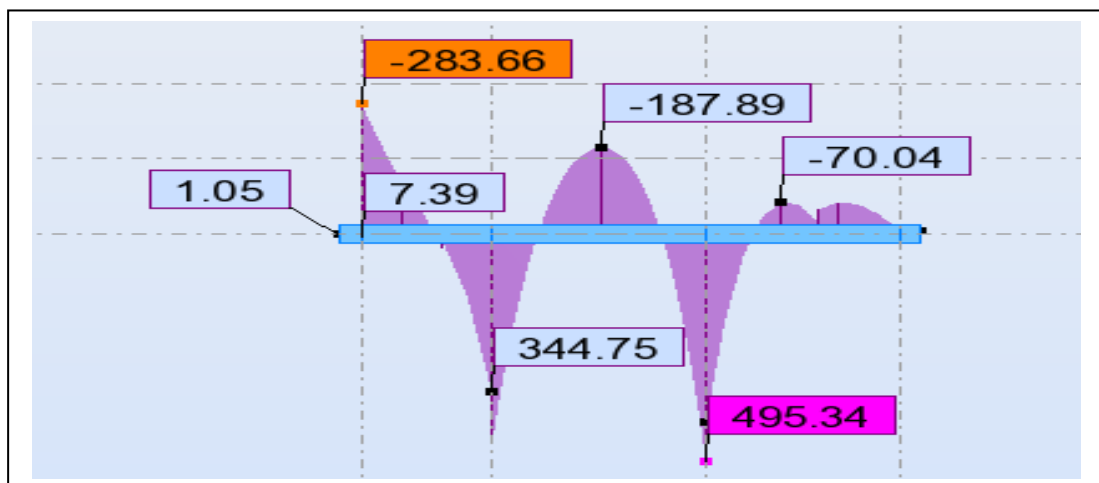


Fig VI.5: Diagramme des moments fléchissant sens Y à L'ELU

- Sens X-X :

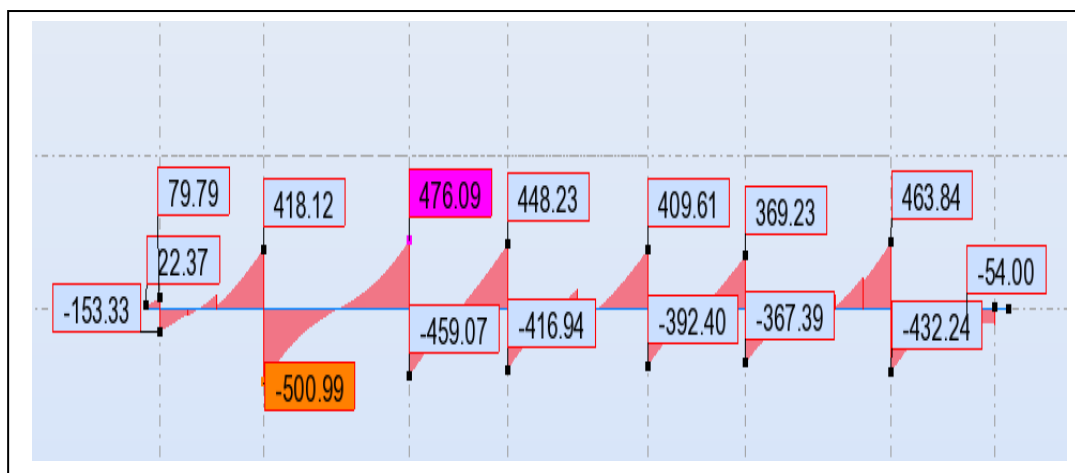


Fig VI.6 : Diagramme des efforts tranchant sens X à L'ELU

- Sens Y-Y :

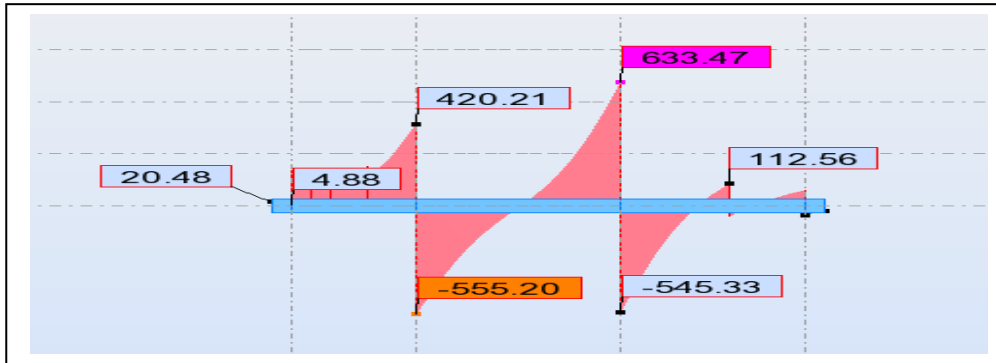


Fig VI.7 : Diagramme des efforts tranchant sens Y à L'ELU

➤ **E.L.S**

- Sens X-X :

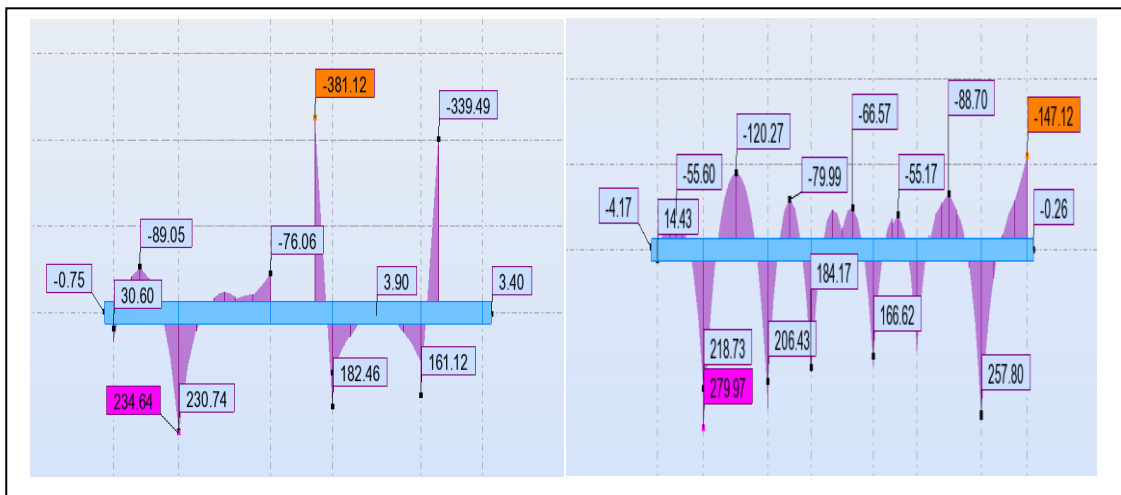


Fig VI.8 : Diagramme des moments fléchissant sens X à L'ELS

- Sens Y-Y :

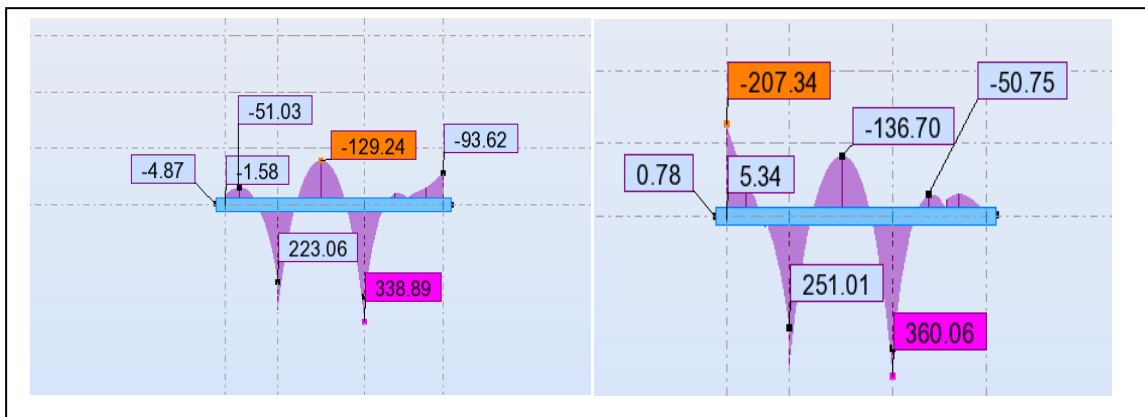


Fig VI.9 : Diagramme des moments fléchissant sens Y à L'ELS

VI.7. FERRAILLAGE DE NERVURE

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées:

$$ELU \begin{cases} (X - X): M_t = 384.73 \text{KN.m}, M_a = 522.22 \text{KN.m} \\ (Y - Y): M_t = 498.34 \text{KN.m}, M_a = 283.66 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X): M_t = 279.97 \text{KN.m}, M_a = 381.12 \text{KN.m} \\ (Y - Y): M_t = 338.89 \text{KN.m}, M_a = 207.34 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Ferrailage longitudinale de nervure à l'E.L.U:**

Sens	M_u KN.m	μ_b	α	β	A_{cal}	
X-X	Travée	384.73	0.052	0.067	0.97	15.83
	Appuis	522.22	0.071	0.092	0.96	21.71
Y-Y	Travée	495.34	0.067	0.087	0.97	20.38
	Appuis	283.66	0.039	0.049	0.98	11.55

- **Ferrailage longitudinale de nervure à l'E.L.S:**

Sens	M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	
X-X	Travée	279.97	0.038	0.048	0.98	11.40
	Appuis	381.12	0.052	0.067	0.97	15.68
Y-Y	Travée	338.89	0.046	0.059	0.98	13.80
	Appuis	207.34	0.028	0.036	0.99	8.36

❖ Vérifications nécessaires pour les nervures :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 60 \times 72 \times \frac{2,1}{400} = 5,2 \text{cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature :**

❖ Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 60 \times 80 = 4,8 \text{cm}^2$$

❖ Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% \times 60 \times 80 = 24\text{cm}^2$$

Sens		A_u	A_{ser}	A_{min}^{BAEL}	A_{RPa}	A_{max}	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
X-X	Travée	15.83	11.40	4.8	24	24	8HA20=25.13cm²
	Appuis	21.71	15.68	4.8	24	24	8HA20=25.13cm²
Y-Y	Travée	20.38	13.80	4.8	24	24	8HA20=25.13cm²
	Appuis	11.55	8.36	4.8	24	24	8HA20=25.13cm²

❖ Vérifications à l'ELU :

❖ Vérifications de la l'effort tranchant :

- La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right)$$

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
X-X	500.99	1.15	2.5	C.V
Y-Y	633.47	1.46	2.5	C.V

• Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10}\right) = \min(22.85; 20; 60) \rightarrow \text{On prend } \phi = 10\text{mm}$$

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6\text{cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 5\text{HA10} = 3.93 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures transversales :

• En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20; 24) = 20\text{cm} \rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm} \rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$$

- La longueur de la zone nodale :

$$L = 2 \times h = 160\text{cm}.$$

Nous prenons : $S_t = 15\text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 20\text{ cm}$ En zone courante.

VI.8. ÉTAT LIMITE DE DEFORMATION : 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.

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{80}{530} = 0.150 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition. vérifier}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{80}{530} = 0.150 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{0.75.M_0}{10.M_0} = 0.075 \rightarrow \text{condition. vérifier}$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{25.13}{72 \times 60} = 0.0058 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition. vérifier}$

VI.9. RESULTATS FINALE DE FERRAILLAGE :

- Ferrailage de radier :

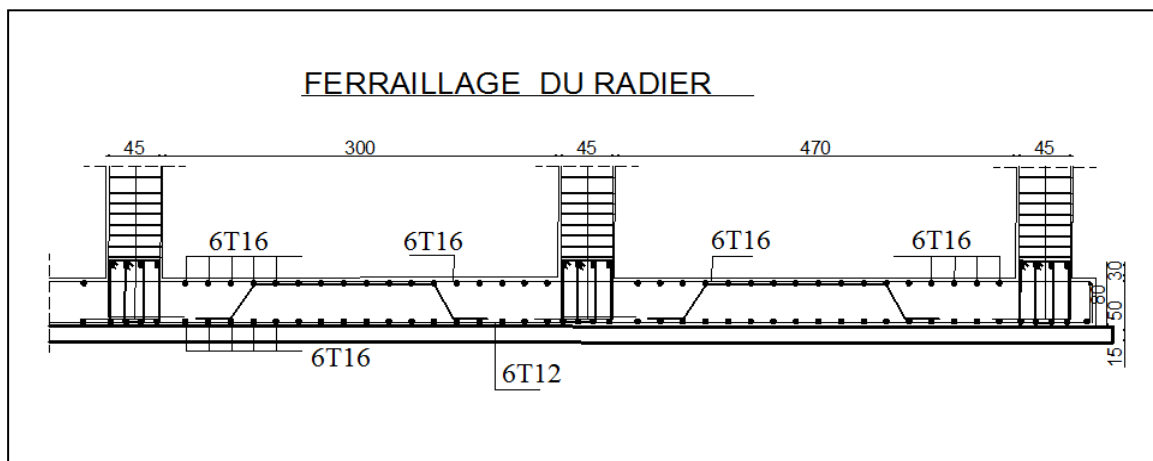


Fig .VI.10. Coupe de ferrailage de radier

- Ferrailage de nervure :

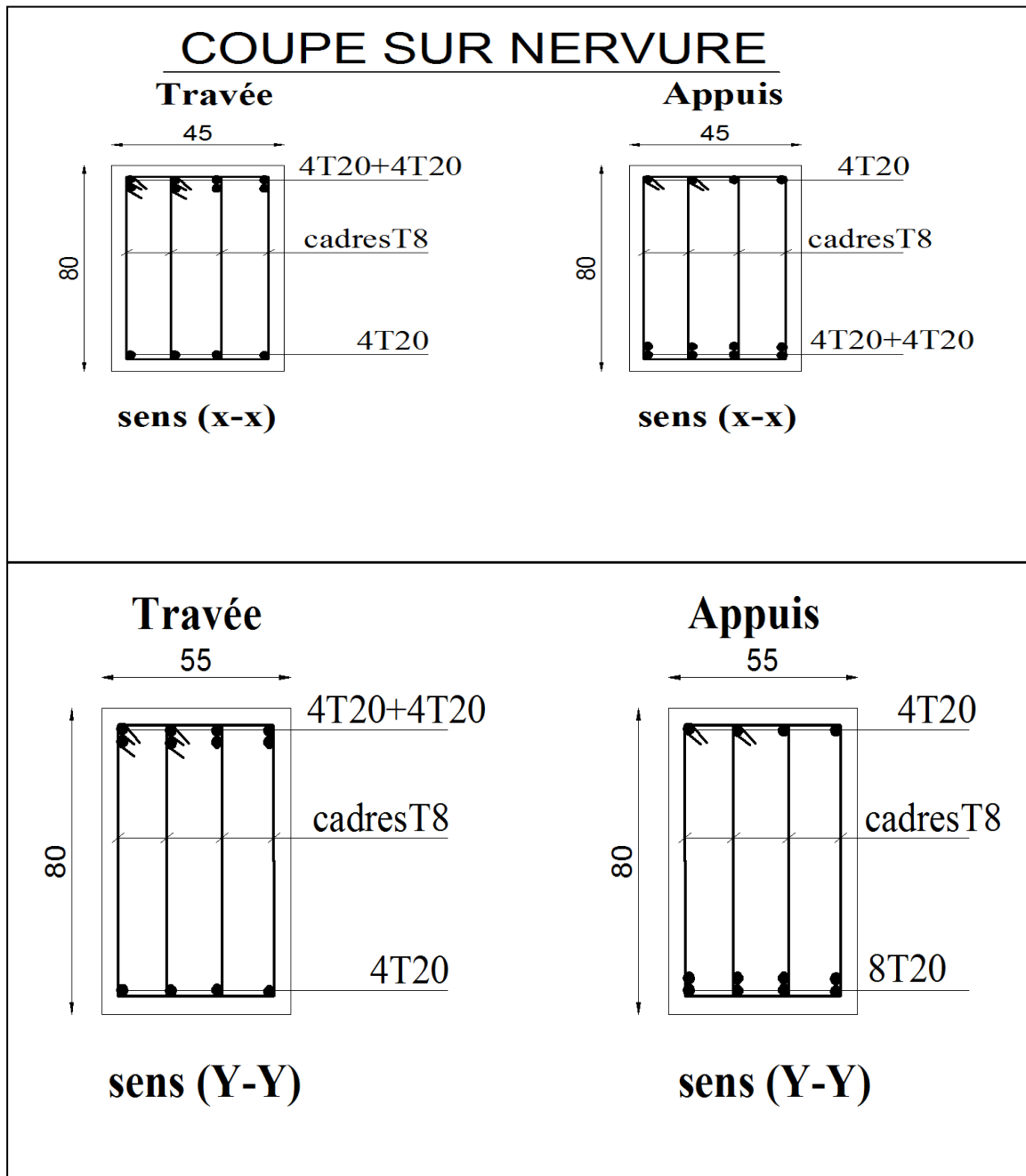


Fig .VI.11. Coupe de ferrailage de nervure

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

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.

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.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets de fin d'études.

Références Bibliographiques

❖ Les règlements :

- **RPA99/Version2003** : Règles parasismiques Algériennes.
- **Règles BAEL 91** : Béton Armé Aux Etats Limites.
- **DTR B.C. 2.2** : Document Technique Réglementaire (Charge permanentes et charge d'exploitation).
- **CBA** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **RNV99** : règlement Neige et vent.

❖ Livre:

- **Exercices de béton arme selon le règles BAEL.83**, P. Charon.

- **Microsoft Office Word 2007**Traitement du texte.
- **AUTOCAD 2016**.....Dessin.
- **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**.....Analyse de structure
- **Scientific Work Place version 5.5**.....Calcul.