



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

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Génie Civil
Structure

Réf. : S33/2018

Présenté et soutenu par :
Mennaai Wahiba

Le : lundi 25 juin 2018

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+10) implanté à Alger

Jury :

Dr.	Houara Salma	MAA	Université de Biskra	Président
M.	Gadri Karima	MAA	Université de Biskra	Examineur
Dr.	Femmam Abla	MAA	Université de Biskra	Rapporteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

RESUME :

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (10) étages, implanté à la wilaya de ALGER. Cette région est classée en zone d'eleveé sismicité III selon le RPA99 version 2003.

En utilisant règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99),cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux , ensuite le pré dimensionnement de la structure ,la descente des charges .et calcul des éléments principaux(poteaux , poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons ,escaliers, acrotère, planchers)

En fin on a une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminer le travail avec une conclusion générale.

الملخص:

الهدف من إعداد هذا المشروع , هو القيام بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال السكني,متكونة من عشر طوابق + طابق ارضي و التي ستنشأ في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المناطق القوية زلزاليا تبعاً للنظام الجزائري RPA99.V2003 و BAE.L91.

المذكورة تتطرق وصفا عامً للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة ,بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية ,كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة ,روافد,جدران خراسانية (مستخدمة في صد الزلازل و الرياح)و ثانوية من(أعصاب السقف المجوف, البلكونات, السلالم, الأسقف...).

في الأخير نستعمل برنامج ريبوت للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الاجتهادات المختلفة للبناية . و ستنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

Remerciements

Que soient ici vivement remerciés,

Tous les enseignants, pour le savoir qu'ils ont pu m'apporter durant mon passage à l'université, et je suis vraiment reconnaissante pour tous leurs conseils, je dois d'ailleurs remercier exclusivement ma directrice de recherche qui, durant tout le travail n'a pas hésité une seconde pour nous apporter de l'aide.

Je remercie aussi toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire, ma famille, mes amis.

Je tiens à remercier ma mère qui a été un soutien sans faille dans l'élaboration de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce travail à toutes les personnes qui me sont chères,

A mon défunt père qui veille sur nous de là-haut,

A ma mère qui sacrifie jour et nuit pour nous voir heureux,

A mon unique sœur qui est toujours derrière moi,

A mes deux frères qui sont d'un soutien sans faille,

A toutes mes amies et à tous mes proches.

SOMMAIRE

Résume.....	I
Remerciement.....	II
Dédicace.....	III
Sommaire.....	IV
Liste des figures.....	V
Liste des tableaux.....	VI
INTRODUCTION GENERALE.....	01
CHAPITRE I : Présentation de l’ouvrage et caractéristique des matériaux.	
I.1. Introduction	02
I.2. Présentation de l’ouvrage.....	02
I.3. Caractéristiques Mécanique Des Matériaux.....	04
I.3.1. Le Béton.....	04
I.3.2. Résistance mécanique du béton.....	05
I.3.3.L’acier.....	08
I.4. Actions et sollicitations.....	10
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et descente des charges.	
II.1.Pré-dimensionnement des éléments.....	12
II.1.1.Introduction	12
II.1.2.Les poteaux.....	13
II.1.3.Les poutres	13
II.1.4.Planchers à Corps Creux	14
II.1.5.Les voiles.....	17
II.1.6. L’escalier.....	18
II.1.7. L’Acrotère.....	20
II.2.Descente des charges	21
II.2.1. Introduction	21
II.2.2.Détermination des charges applique.....	21
II.2.2.1.Plancher terrasse non accessible.....	21
II.2.2.2.Plancher étage courant	22
II.2.3.Mur extérieurs en maçonnerie.....	22
II.2.4.Les balcons.....	23

II.2.5.L'acrotère	24
II.2.6. Les escaliers.....	24
II.2.7. Loi De Dégression.....	25
II.2.8. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (B4).....	25
II.2.9.Vérification de la section de poteau	30
II.2.10.Descente des charges sur le poteau de (F5).....	32
CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.	
III.1.Introduction.....	35
III.2. L'acrotère	35
III.2.1.Mode de travail.....	35
III.2.2. Calcul des sollicitations.....	37
III.2.3. Combinaison d'action.....	37
III.2.4. Détermination de ferrailage.....	37
III.2.5. Vérification.....	39
III.2.6 .Vérification de l'effort tranchant.....	40
III.3.Les balcons.....	41
III.3.1. Méthode de calcul.....	41
III.3.2. Étage courant type.....	41
III.3.3. Calcul des sollicitations.....	41
III.3.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U.....	42
III.3.4.1. Vérification.....	42
III.3.5. Calcul de la flèche.....	43
III.3.6. Balcon terrasse.....	44
III.3.6.1. Calcul des sollicitations.....	44
III.3.6.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U.....	44
III.3.7. Vérification.....	44
III.3.8. Calcul de la flèche.....	46
III.3.9. Ferrailage des balcons.....	46
III.4.L'escalier.....	47
III.4.1.Introduction.....	47
III.4.2. Les charges appliquées.....	47
III.4.3. Combinaisons d'action.....	47
III.4.4. Calcul de ferrailage.....	48

III.4.4.1. Armatures longitudinales.....	48
III.4.4.2. Les armatures de répartitions.....	49
III.4.5. Espacement entre les armatures.....	49
III.4.6. Vérification de l'effort tranchant.....	50
III.4.7. Vérification de la flèche.....	50
III.4.8. Evaluation des charges.....	51
III.4.9. Calcul des moments fléchissant à E.L.S.....	52
III.5. Poutre palière.....	54
III.5.1. Pré-dimensionnement.....	54
III.5.2. Evaluation des charges.....	55
III.5.3. Combinaison d'action.....	55
III.5.4. Ferrailage.....	55
III.5.5. Vérification.....	56
III.5.5. Vérification de l'effort tranchant.....	57
III.5.6. Calcul de la poutre palière a la torsion.....	58
III.5.7. Dessin de ferrailage de la poutre palière.....	59
III.6. Etudes des planchers.....	60
III.6.1. Introduction	60
III.6.2. Méthode de calcul.....	60
III.6.3. Domaine d'application BAEL91.....	60
III.6.4. Calcul des planchers.....	61
III.6.5. Les combinaisons d'action	61
III.6.6. Détermination des sollicitations	62
III.6.6.1. Etude de terrasse.....	62
III.6.6.2. Etude de l'étage courant.....	71
III.6.7. Calcul du Ferrailage.....	81
CHAPITRE IV: Etude dynamique.	
IV.1. Introduction.....	82
IV.2. Méthode de calcul	82
IV.3.1. Classification de l'ouvrage	82
IV.3.2. Spectre de réponse de calcul.....	83
IV.4. Représentations des résultats et l'analyse de la méthode modale spectrale	83
IV.5. Calcul de l'action sismique.....	88

IV.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	92
IV.7. Vérification des déplacements.....	94
IV.8. Caractéristique géométrique et massique.....	95
IV.8.1. Centre de gravité des masses.....	95
IV.8.2. Centre de gravité des rigidités.....	95
IV.9. Justification de l'effort P- Δ	97
IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	98
IV.11. Conclusion.....	100

CHAPITRE V : Etude du vent.

V.1. Introduction.....	101
V.2. Application de RNV 99.....	101
V.2.1. Coefficient dynamique C_d	103
V.2.2. Détermination de la pression dynamique.....	103
V.3. Vérification.....	115
V.4. Conclusion.....	115

CHAPITRE VI : ferrailage des éléments structuraux.

VI.1. Introduction.....	116
VI.2. Combinaisons des charges.....	116
VI.3. Ferrailage des poteaux.....	117
VI.3.1 Introduction	117
VI.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003.....	117
VI.3.3. Calcul de ferrailage.....	119
VI.3.4. Vérification des sections.....	122
VI.3.5. Vérification à L'ELS.....	123
VI.3.6. Vérification des cadres des armatures minimales.....	126
VI.4. Ferrailage des poutres.....	127
VI.4.1 Introduction	127
VI.4.2. Recommandation des RPA 99/version 2003.....	127
VI.4.3. Ferrailage longitudinal des poutres.....	128
VI.4.4. Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	128
VI.4.5. Ferrailage des armatures transversales des poutres.....	133
VI.4.6. Présentation du ferrailage.....	136
VI.5. Ferrailage des voiles.....	136

VI.5.1 Introduction.....	136
VI.5.2. Types d'armatures	137
VI.5.3. Calcul de la section d'armature.....	138
VI.5.3.1. Ferrailage vertical.....	138
VI.5.3.2. Armatures verticales.....	142
VI.5.4. Armatures horizontales	145
VI.5.5. Les Armatures Transversales.....	146
VI.5.6. Présentation du ferrailage.....	146
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.	
VII.1.Introduction	147
VII.2.Présentation du rapport de sol.....	147
VII.3.Calcul des fondations.....	147
VII.4.Radier général.....	148
VII.5. Caractéristiques géométriques du radier.....	153
VII.6. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E).....	153
VII.7.Ferrailage du radier.....	155
VII.8. Calcul des armatures.....	156
VII .9. Etude du débord du radier.....	158
VII.10. Les sollicitations sur les nervures.....	158
VII.11. Calcul du ferrailage.....	161
VII.12.État Limite de déformation.....	163
CONCLUSION GENERALE	166
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	ERROR! BOOKMARK NOT DE

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1. Diagramme déformation contrainte du béton.	06
Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS	07
Fig.I.3. Diagramme déformation- Contrainte d'acier.	08
Fig. II.1. Coffrage des poteaux.	12
Figure II.2. Dimensions des poteaux.	12
Figure II.3. Dimensions des poutres principales.	13
Figure II.4. Dimensions des poutres secondaires.	14
Figure II.5. Plancher à corps creux	15
Figure .II.6. Schéma du Nervure.	16
Figure .II.7. Coupe de voile en élévation	18
Fig.II.8. Schéma de l'escalier	18
Fig. II.9. Schéma statique d'escalier	20
Fig. II.10. Coupe verticale de l'acrotère.	20
Fig. II.11. Plancher terrasse	22
Fig. II.12. Plancher étage courant.	23
Fig. II.13. Coupe verticale d'un mur extérieur.	23
Figure II.14. La surface afférente du poteau centrale.	26
Fig. II.15. Coup verticale du poteau.	27
Fig.16. .Section réduite du poteau	31
Figure II.17. La surface afférente du poteau de rive	33
Fig.III.1. Schéma statique de l'acrotère et Diagramme des sollicitations.	38
Fig.III.2. Section de calcul de l'Acrotère	39
Fig. III.3. Ferrailage du l'acrotère	42
Fig.III.4. Schéma du ferrailage des balcons	48
Fig.III.5. Schéma des charges équivalentes	49
Fig.III.6. Schéma de ferrailage des escaliers.	56
Fig.III.7. Section (25x35) cm ²	56
Fig.III.8. Coupe Poutre palière.	60
Fig. III.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	61

Fig.III.10. Types des nervures	65
Fig.III.11. Diagramme de moment ELU au niveau terrasse	68
Fig.III.12. Diagramme de l'effort tranchant ELU au niveau terrasse	68
Fig.III.13. Diagramme de moment ELS au niveau terrasse	69
Fig.III.14. Diagramme de l'effort tranchant ELS au niveau terrasse	69
Fig.III.15. Diagramme de M	70
Fig.III.16. Diagramme de l'effort tranchant	71
Fig.III.17. Diagramme de M	71
Fig.III.16. Diagramme de l'effort tranchant	72
Fig.III.19. Diagramme du moment type3 ELU type3	73
Fig.III.20. Diagramme de l'effort tranchant ELU type3	74
Fig.III.23. Diagramme de moment ELU au Niveau étage courant	76
Fig.III.24. Diagramme de l'effort tranchant au Niveau étage courant	76
Fig.III.25. Diagramme de moment ELU au Niveau étage courant	77
Fig.III.26. Diagramme de l'effort tranchant au Niveau étage courant	77
Fig.III.26. Section de ferrailage de poutrelle.	80
Fig.III.27. Ferrailage du plancher	85
Fig .III.28. Disposition des armatures de la dalle de compression	86
Fig .IV.1: Courbe de spectre de réponse	88
Fig.IV.2 : Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T1=0,60)	91
Fig.IV.3: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T2=0,58 s)	92
Fig.IV.4: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0,34s)	92
Fig.V.1. Le ferrailage des poteaux 50×60.	117
Fig.V.2.Ferrailage des poutres principales	126
Fig.V.3.Ferrailage de la poutre secondaire	126
Fig.VI.4.Schéma de ferrailage des voiles	136
Figure VII.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	138
Fig.VII.02.schéma de radier	143
Fig.VII.5: ferrailage de la nervure.	155
Fig.VII.1. ferrailage de radier	155

Liste des tableaux

Tableau. I.1. θ Coefficient d'application tableau.	07
Tableau. I.2. Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e	09
Tableau. II .1. Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse	23
Tableau. II.2. Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage courant.	24
Tableau.II.3. : Évaluation des charges pour les murs a double cloison	25
Tableau.II .4. Charges du Balcon terrasse (Dalle pleine).	25
Tableau. II .5. Charges du Balcon étage (Dalle pleine)	25
Tableau. II .6. Charges d'escalier.	27
Tableau. II.7. tableau de décente de charge poteau B4.	31
Tableau. II. 8. Vérification du critère de l'effort normal réduit	34
Tableau. IV.1.Périodes et factures da participation massique modale Première variante	90
Tableau. IV.2.Périodes et factures da participation massique modale deuxième variante	90
Tableau .IV.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle	91
Tableau .IV.4 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.	94
Tableau .IV.5 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.	100
Tableau .IV.6 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.	102
Tableau. IV. 7: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal	104
Tableau IV.8: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal	104
Tableau. IV.9: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens X	105
Tableau. IV.10: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens Y	105
Tableau V.1. Pression dynamique de référence	108
Tableau V.2. Catégories de terrain.	108
Tableau V.3: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire.	111
Tableau. VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.	123
Tableau.VI.2 .tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	125
Tableau. VI.3. Tableau récapitulatif des résultats	129

Introduction Générale

L'évolution de l'économie dans les pays industrialisés donne le privilège à la construction verticale afin d'économiser de l'espace. Comme l'Algérie est un pays qui se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Pourtant, il existe un danger engendré par le choix de la construction verticale à cause des dégâts comme les tremblements de terre qui peuvent lui occasionner. Les études réalisées sur la plupart des bâtiments endommagés à cause du tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 ont montré qu'ils n'étaient pas de conception parasismique. C'est pour cela, le respect des normes et des recommandations parasismiques qui solidifient convenablement la structure est fortement recommandé. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité: assurer la stabilité de l'ouvrage, économie: sert à diminuer les coûts du projet,- confort ; -esthétique. L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation du projet constitue déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples : Souplesse d'utilisation, durabilité, résistance au feu. Notre travail est l'étude et la conception d'une bâtiment (R+10) avec un contreventement mixte implanté dans la wilaya d'ALGER qui est une zone de forte sismicité (zone III). Ce mémoire est constitué de sept chapitres: - Le Premier chapitre est consacré à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux. Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons). Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2018. Le 5ème chapitre est dédié à l'étude au vent. Le calcul des ferraillements des éléments structuraux se fonde sur les résultats du logiciel ROBOT 2018 est présenté dans le 6ème chapitre. Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction :

Nous voulons dans ce projet de fin d'étude étudier un bâtiment en **R+10** qui est constitué d'un rez-de-chaussée et 10 étages d'habitation avec une terrasse inaccessible dont le lieu d'implantation est la wilaya d'Alger est classée comme une zone de forte sismicité zone **III** selon la classification des zones établies par le règlement parasismique Algérien **RPA99 (version2003)** .

Notre projet d'étude est en portiques et des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Nous nous proposons par notre travail d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc, de dix niveaux et chaque niveau contient quatre logements (f3).

a. Caractéristiques Géométriques de la structure :

Dimension en élévation

- Hauteur du RDC.....**3.06 m.**
- Hauteur d'étage courant..... **3.06 m.**
- Hauteur totale du bâtiment**33.66m.**

Dimension en plan

- Longueur totale.....**20.18 m.**
- Largeur totale.....**24.94. m.**

b. Données du site :

-Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée par le RPA 99/version 2003 Comme une zone de forte sismicité (Zone III).

-L'ouvrage d'habitation appartient au groupe d'usage 2. (Ht<48m).

-Le site est considéré comme un site S4 sol très meuble selon DTR-BE1.2 et RPA99version2003.

-La contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1.00$ bars.

c. Règlement et normes utilisées :

Le calcul et la vérification de cet ouvrage s'appuie sur les règlements en vigueur suivants :

- Règlement parasismique algérien « **R.P.A 99 VER 2003** ».
- Document technique réglementaire « DTR B.C 2.2 ».
- DTU Règles BAEL 91 révisées 99

d. Description structurelle :

Ossature :

Notre ouvrage est contreventé par un système mixte portiques et voiles avec interaction pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

Les Planchers :

Un type de planchers a été utilisé :

- Plancher de corps-creux.
- Plancher de dalle pleine.

Les escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagers et il comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au 10 étages .Un seul type d'escalier a été utilisé c'est un l'escalier à deux volets.

Maçonnerie :

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

- Mur extérieur (double paroi) :
 - Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Mur intérieur (simple paroi) :

Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur .

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.

Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93). Et le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal. [Béton Armé = Béton + Aciers]

I.3.2. Béton : Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulas :** pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre :

- **Liants :** le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland composé de classe 325 (CPJ42.5).

- **L'eau :** l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

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

- Ciment 350 Kg/m^3 .
- Gravier 800 Kg/m^3
- Sable 400 Kg/m^3
- Eau 175 L/m^3 .

- Dans la superstructure on choisit un ciment de type CPJ42.5 de dosage 350 kg/m^3

Chapitre I : Présentation du projet

- Dans l'infrastructure on choisit un ciment de type CRS de dosage 370 kg/m³

I.3.3. Résistance mécanique du béton : BAEL91 (ART. A.2.1.1).

a) Résistance caractéristique en compression f_{cj} : BAEL91(ART.A.2.1.1.1)

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvette cylindriques ($\emptyset = 16$ cm ; $h = 32$ cm). Les résistances à « j » jours des bétons, peuvent être évaluées par les formules approchées suivants :

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jour} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Selon le **CBA 93** : Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

et pour $j \geq 28$ jours $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPJ425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa). Pour le cas de notre structure f_{c28} est prise égale à : 25 MPa.

b) Résistance caractéristique à la traction f_{tj} : BAEL91 (ART. A.2.1.1.2).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

Avec : $f_{cj} < 60\text{MPa}$.

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à $f_{t28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$$f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$$

Avec : $f_{c28} > 60\text{MPa}$.

c) Résistance minimale du béton : BAEL91 (ART. A.2.1.1.4)

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

d) Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (ART. A.2.1,2)

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. il est donné par la

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

formule suivante :

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$

e) Coefficient de poisson : BAEL91 (ART. A.2.1, 3) :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la **déformation transversale** relative à la **déformation longitudinale** relative.

$\nu = 0.20$ dans le cas des états limites de services l'ELS.

$\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes l'ELU.

f) Contrainte de calcul du béton comprimé :

• **Contrainte ultime du béton : BAEL91 (art.A.4.3.4.1)**

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit « **parabole rectangle** ». Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son accourcissement (fig. 1), est constitué comme suite :

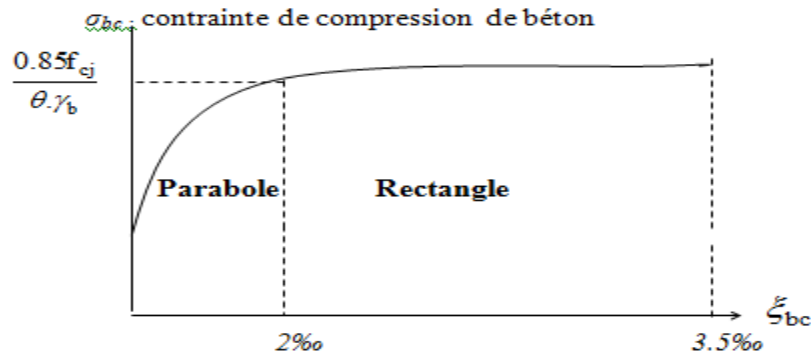


Fig. I.1. Diagramme déformation contrainte du béton.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\% \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4-103 \times \varepsilon_{bc})$.

$2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\% \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$.

θ	<i>Durée d'application</i>
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée < 24h
0.85	<1h

Tableau .I.1.θ Coefficient d'application tableau.

- **Contrainte ultime de cisaillement : BAEL91 (art. A.5.1.2.1).**

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

- Fissuration préjudiciable où très préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4MPa) = 2,50 MPa$$

- Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} f_{cj} ; 5MPa \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5MPa) = 3.25 MPa$$

Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.27}{\gamma_b} f_{cj} ; 7MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.18 f_{cj} ; 7MPa)$$

- **Etat limite de service (E.L.S) : BAEL91 (art. A.4.5.2)**

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

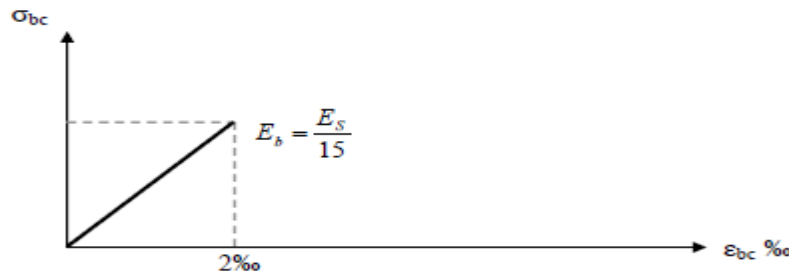


Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

I.3.3. L'Acier : BAEL91 (ART. A.2.2)

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

b) Caractères mécaniques :

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur et est désignée par $\langle f_e \rangle$. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à : $E_s = 200000 MPa$.

Chapitre I : Présentation du projet

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses et barres à haute adhérence).

Nuance		F_y (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe 500	500

Tableau. I.2. Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e .

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance $F_e E400$ type 1.

c) Contraintes limites des Aciers :

Diagramme déformation contrainte de calcul : BAEL91(ART. A.2.2.2).

$\sigma_s = f$ ($\epsilon\%$) : l'allongement maximal de l'acier est limité à 10‰

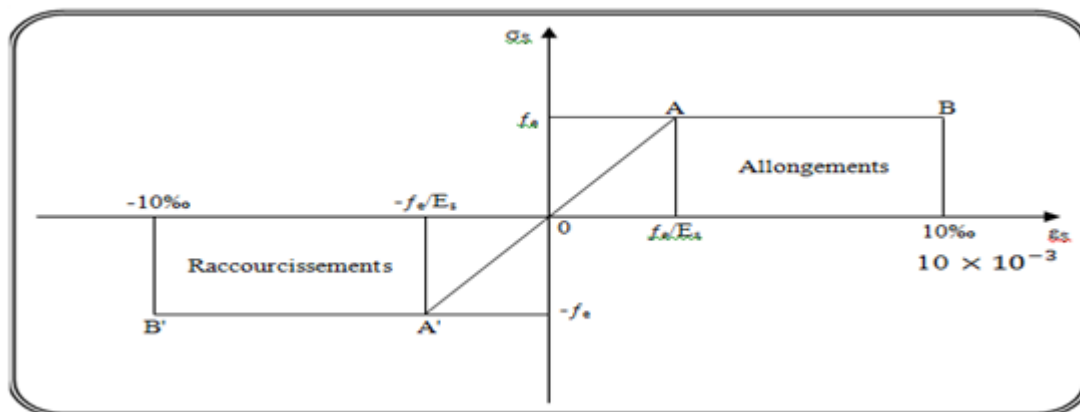


Fig.I.3. Diagramme déformation- Contrainte d'acier.

Contraintes limites :

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad \text{Si } \epsilon_s < \epsilon_{es}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_{es} \quad ; \quad \text{Avec } \epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

E_s : est un Coefficient de sécurité égal à :

$E_s = 200000$ MPa.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

- $\gamma_s = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.
- $\gamma_s = 1,00$ dans le cas général.

a. Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400$ MPa.
- En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348$ MPa.

b. Etat limite de service : BAEL91 (art. A.4.5.3)

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

Avec η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL)
- $\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

I.4. Actions et sollicitations :

 **Les Actions : BAEL91 (ART. A.3.1) :**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

a. Actions permanentes (G) :

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

b. Actions variables ($Q_i, i=1, 2, n$) :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. Les valeurs représentatives sont fixées en fonction de leur durée d'application et de la nature des combinaisons dans lesquelles elles interviennent.

c. Actions accidentelles (Fa) :

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

Chapitre I : Présentation du projet

✚ Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions : BAEL91 (ART. A.3.2) :

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

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
 $1,35 G + 1,5 Q$.

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante $G + Q$: .BAEL91 (ART. A.6.1.2).

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G+Q+E$, $G+Q \pm 1,2 E$; $0,8 G+E$.

G : charge permanente ; Q : charge d'exploitation. E : effort de séisme

Les caractéristiques des matériaux:

- La résistance du béton a la compression a 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton a la traction est : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{i28} = 10721,40$ MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{i28} = 32164,20$ MPa.
- Pour les armatures de l'acier :
 - longitudinales : on a choisi le : $\ll f_e E 400 \gg$ H.A $f_e = 400$ MPa.
 - transversales : on a choisi le : R.L $f_e = 235$ MPa $\ll f_e . E 235 \gg$.

Chapitre II :

***Pré-dimensionnement Et Descente
des charges***

II.1.Pré dimensionnement des éléments

II.1.1.Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **BAEL91modifiées99**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1.2.Les poteaux (section proposée) :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle sont de reprendre les efforts due aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondation.

On dimensionne la section du poteau comme suit :

Nous avons proposée une section rectangulaire du poteaux $(40 \times 50) \text{ cm}^2$.

Vérification : Selon les règles (**RPA**) art (7.4.1) dans la zone III

Les dimensions que nous allons choisi doivent satisfaire aux conditions suivantes:

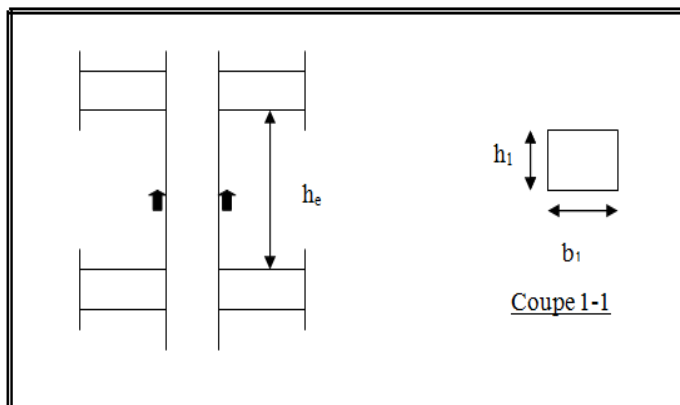


Fig. II.1. Coffrage des poteaux

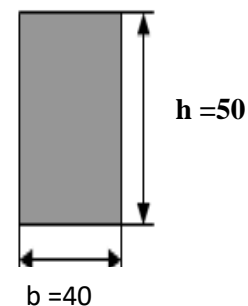


Figure II.2. Dimensions des poteaux.

- ❖ $\text{Min} (b_i, h_i) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm}$, notre étude on zone III **Condition vérifiée**
- ❖ $\text{Min} (b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{276}{20} = 13.8 \leq 50$ **Condition vérifiée**
- ❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.8 < 4$ **Condition vérifiée.**

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

II.1.3. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction. nous avons deux types de poutres :

II.1.3.1. Les poutres (principales):

❖ Condition de portée (BAEL 91) :

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

$$b \geq 20 \text{ cm}, h \geq 30 \text{ cm}, h/b \leq 4, b_{\max} \leq 1.5h + b1$$

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

L_{\max} : le plus grand portée. $L_{\max} = 438 \text{ cm}$.

$$h = (1/15 ; 1/10) 438 = (29.2 ; 43.8) \text{ cm}.$$

On prend $\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$\text{D'où : } 12 \leq b \leq 28$$

\Rightarrow On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

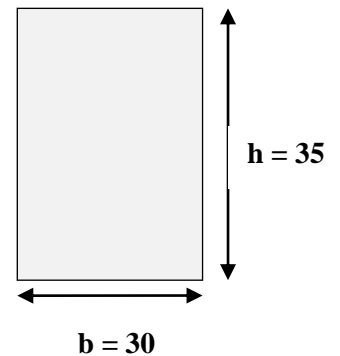


Figure II.3. Dimensions des poutres principales

Avec:

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

D'après le RPA99/version 2003(article 7.5.1), les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

II.1.3.2. Les poutres transversales (secondaire) :

❖ **Condition de la portée : Selon les règles BAEL 91 (art B.6.1,1).**

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

L_{\max} : la plus grand portée = 420cm

Donc : $\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$

D'où : $28 \leq h \leq 42 \text{ cm} \Rightarrow$ On choisit **h = 30cm**

Et : $0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$

D'où $9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow$ On choisit **b = 30cm**

❖ **Selon le RPA 99(ver 2003) (article 7.5.1) :**

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 30/30 = 1 \leq 4$ vérifiée.

• **Conclusion :**

les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées donc les dimensions finales des poutres sont :

- Les poutres principales : **(b × h) = (30 × 35) cm²**
- Les poutres secondaires : **(b × h) = (30 × 30) cm²**

II.1.4. Pré dimensionnement des planchers :

II.1.4.1. Planchers à Corps Creux :

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

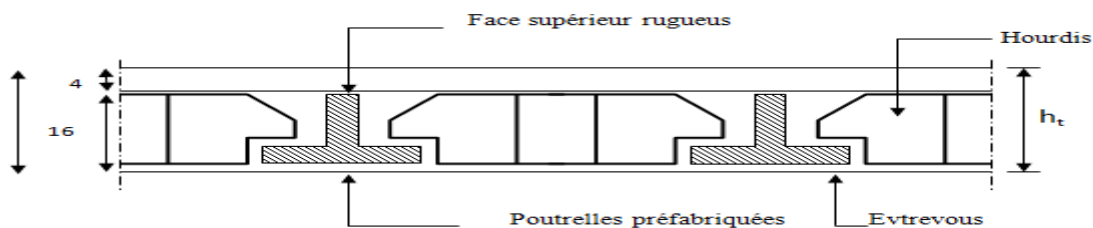


Figure II.5. Plancher à corps creux

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

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

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (nervure) (L= 390 cm)

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad L=3.90 \text{ m.}$$

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Leftrightarrow h_t \geq \frac{390}{22.5} \Leftrightarrow h_t \geq 17.33\text{cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

⇒ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.

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

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

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

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{390}{10} = 39\text{cm} \right\}. \text{ Condition vérifiée.}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

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

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

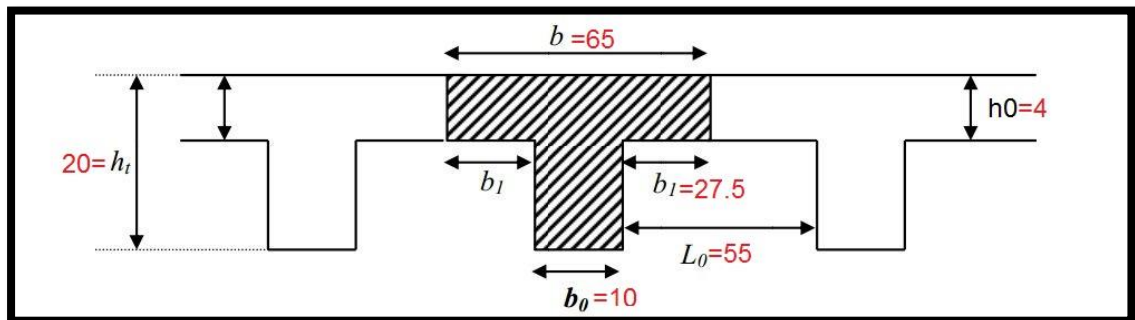


Figure .II.6.Schéma du Nervure.

II.1.4.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après:

a. Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu

b. Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de $e = 16\text{ cm}$.

c. Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

L_x : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

II.1.4.3. Dalle pleine (balcon)

Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encastrée dans les poutres soumise à la flexion simple. Dans le calcul on prend une bonde de 1 mètre linaire, l'épaisseur est conditionnée par :

⇒ **Résistance à la flexion :**

Dans notre cas les dalles reposant sur deux appuis :

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \Rightarrow \text{on a } \Leftrightarrow L = 150\text{ cm}$$

$10 \leq e \leq 14.5 \Rightarrow$ On prend avec majoration un épaisseur de : **16 cm**

On a jugé que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, donc on doit majorer à **$e = 16\text{ cm}$** .

II.1.5. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1) .

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99.

Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99 (article 7.7.1) :**

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : porté du voile. Et a : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

Pour le sens y (sens porteur) :

$$h_{e_{max}} = h - h_t = 3.06 - 0.3 = 2.76 \text{ m}$$

Avec : h : hauteur libre d'étage

h_t : Épaisseur de la poutre.

D'où : $a \geq \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm}$

Conclusion :

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

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de $e = 15 \text{ cm}$.

✓ **Vérification de la largeur : (Art 7.7.1)**

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

$$L_{min} \geq 4a$$

Dans notre cas $L_{min} = 390 \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \implies$ (condition vérifiée) .

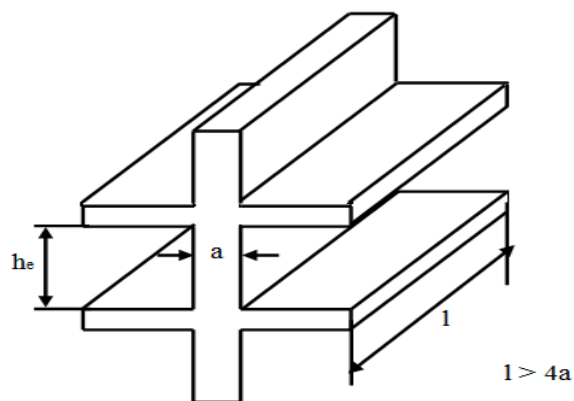
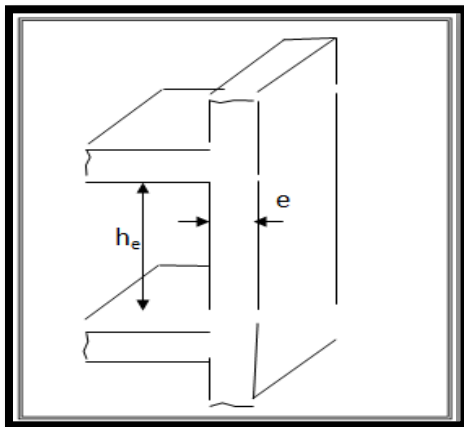


Figure .II.7. Coupe de voile en élévation

II.1.6. L'escalier :

II.1.6.1. Définition : Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

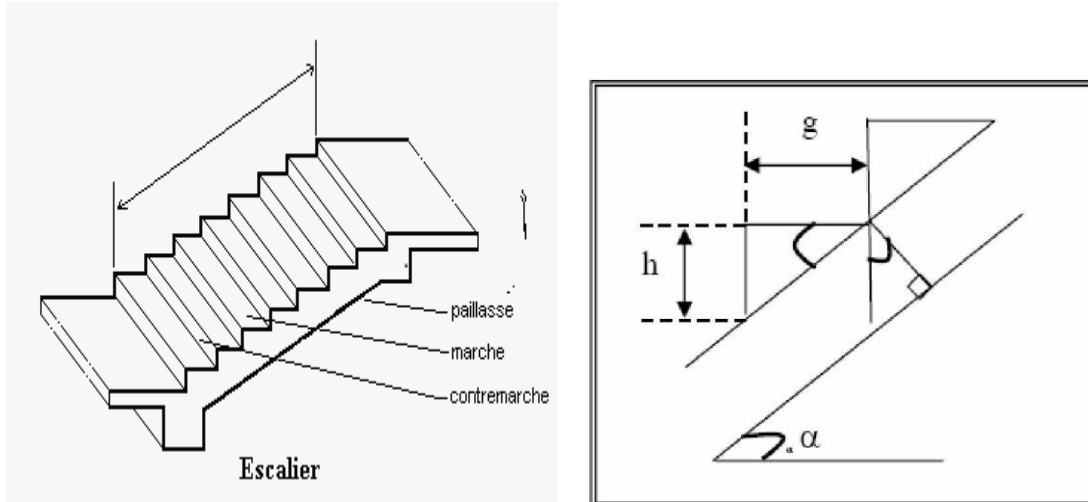


Fig. II.8. Schéma de l'escalier

II.1.6.2. Calcul des dimensionnement (g , h)

Pour assurer le confort des marches et contremarches (g, h) on utilise généralement la Formule de **BLONDEL** :

$$2h + g = m \quad (h \text{ et } g \text{ en cm})$$

m : varie entre 59 et 66 cm

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contremarche

g : largeur de marche.

➤ **On prend:**

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad g = 30 \text{ cm}$$

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Nombre de contremarche :**

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

n : nombre de contremarche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contremarche

$$n = \frac{3.06}{0.17} = 18$$

Pour deux volées n =18

Pour une volée n =9

- **Longueur de la volée:**

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

- **Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H:hauteur d'étage =3.06 m

$$L = 2.40 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la pailasse :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

- **Longueur du palier de repos:** $L_1 = 4.38 - 2.4 = 1.98 \text{ cm}$

On à $L' = l_{\text{pal}} + l_{\text{vol}} \rightarrow L' = 438 \text{ cm}$

L'épaisseur de la pailasse est : $\frac{433}{30} \leq e \leq \frac{433}{20} \rightarrow 14.6 \leq e \leq 21.9$

$\rightarrow e = 16 \text{ cm}$

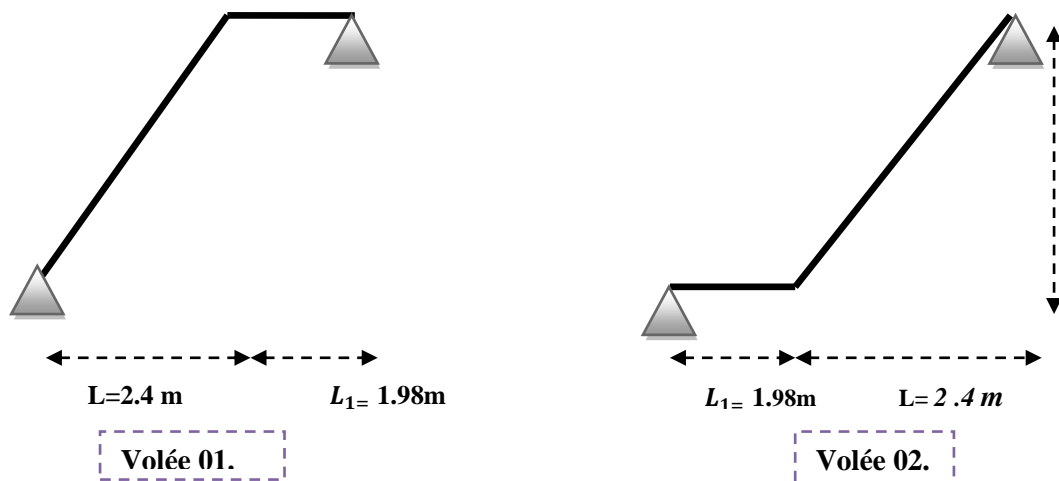


Fig. II.9. Schéma statique d'escalier.

II.1.7. L'Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « M_Q » au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire, la fissuration étant prise préjudiciable

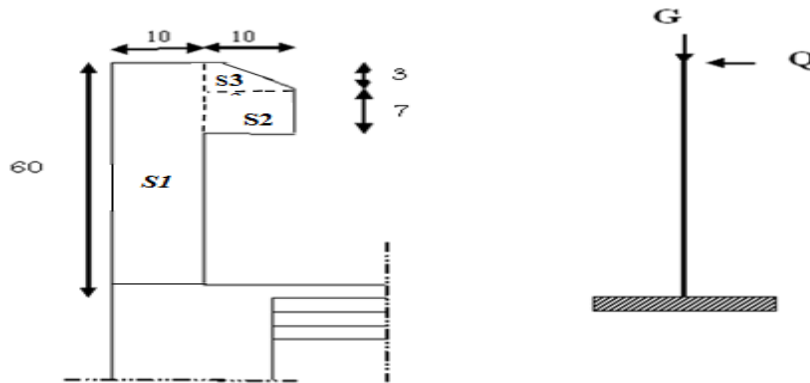


Fig. II.10. Coupe verticale de l'acrotère.

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Résumé du pré dimensionnement des éléments :

les éléments	L'épaisseur ou section
poteaux	(40× 50) cm²
Poutre principale	(30 × 35) cm²
Poutre secondaire	(30 × 30) cm²
Plancher corps creux	(16+4) cm
Balcon	e=16 cm
voile	e=15 cm
Escalier	e=16 cm
Acrotère	S_T = 0.0685 m²

II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

II.2. 1. Introduction:

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

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

⇒ **Rôle de descente des charges :**

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

II.2.2 .Évaluations des charges et surcharges :

II.2.2.1.Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2

désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	5	0,85
étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2.2
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Plancher en corps creux	/	16+4 (20)	2,80
Enduit de plâtre	10	2	0,2
ΣG	/	/	6.33

Tableau.II .1. Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse.

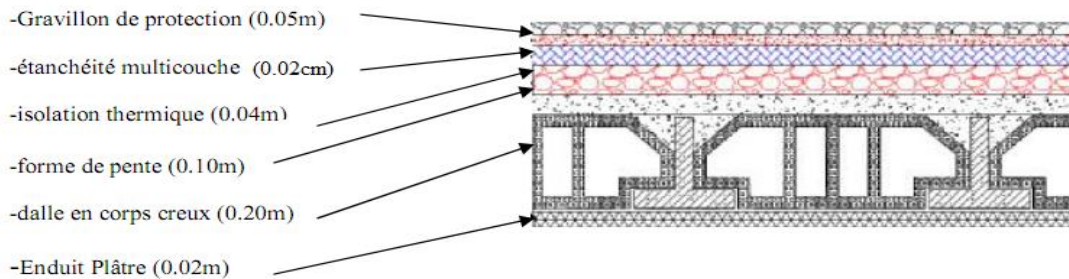


Fig. II.11. Plancher terrasse.

II.2.2.2.Plancher étage Courant :

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
revêtement en carrelage	22	0.02	0,44
Mortier de Pose	20	0.02	0,40
lit de sable	18	0.03	0,54
Plancher en corps creux	/	16+4(20)	2,80
enduit de plâtre	10	0.02	0,2
cloisons			1
ΣG	/	/	5.38

Tableau.II .2. Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage courant.

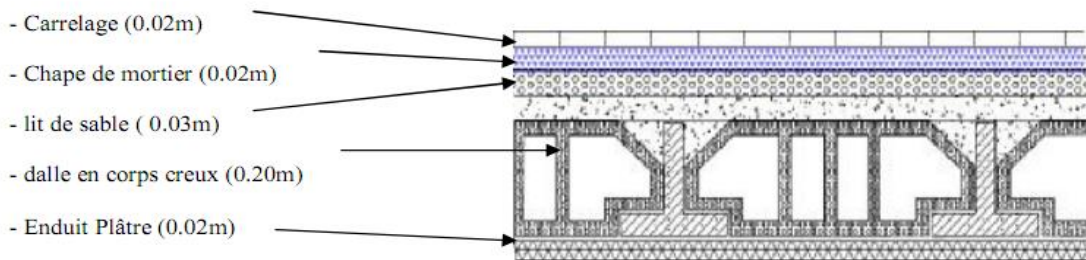


Fig. II.12. Plancher étage courant.

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

1. Terrasse inaccessible 1, 00 kN/m²
2. Plancher courant (habitation) 1,50 kN/m²

II.2.3. Mur extérieur en maçonnerie :

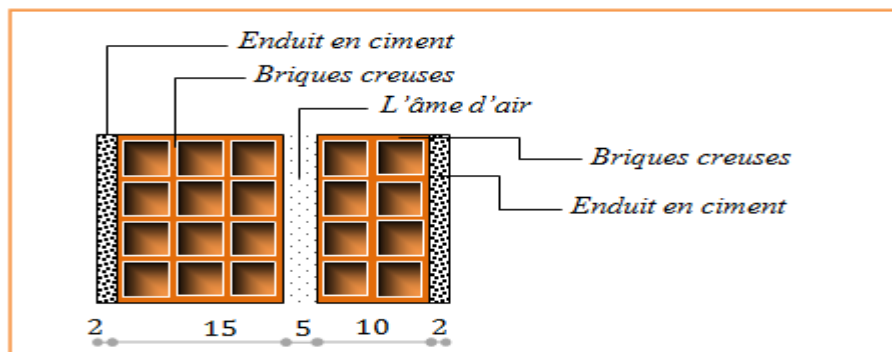


Fig. II.13.Coupe verticale d'un mur extérieur.

Matériaux	Épaisseur(m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1-Enduit de ciment	0.02	20	0.4
2-Brique creux	0.15	-	1.3
3-Ame d'air	0.05	-	-
4-Brique creux	0.10	-	0.9
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

Tableau.II.3. : Évaluation des charges pour les murs a double cloison

⇒ **G=2.80kN/m²**

II.2.4. Les balcons :

1. Balcon terrasse (dalle pleine)

Constituants	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
<i>Protection en gravillon</i>	2,5	0.75
<i>Étanchéité multicouche</i>	2.5	0.1
<i>Forme de pente</i>	20	2.2
<i>Isolation thermique</i>	02	0.16
<i>Dalle pleine</i>	0.16	4
<i>Enduit plâtre</i>	0.2	0.2
		G =7.57

Tableau.II .4. Charges du **Balcon terrasse** (Dalle pleine).

Charge permanente **G =7.57 KN/m²**.

Charge d'exploitation **Q =1 KN/m²**

2. Balcon étage courant :

N°	Désignations	épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Tableau. II .5. Charges du **Balcon étage** (Dalle pleine)

Charge permanente $G = 5.4 \text{ KN/m}^2$; Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.5.L'acrotère :

- Surface de l'acrotère = $(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow S_T = 0,0685 \text{ m}^2$

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire. ; $G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$

D'après D.T.R.BC.2.2

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

$$\begin{cases} G = 1712.5 \text{ N/m} \\ Q = 1000 \text{ N/m} \end{cases} \text{ Dans une bonde d'un mètre}$$

II.2.6. Les escaliers :

a) Charges et surcharges des escaliers : DTR(B.C2.2).

A. Palier:

Désignations	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	épaisseur (m)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0.44
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Poids propre de palier	25	0,16	4
Enduit en plâtre	10	0,02	0.4

$G =$	4.8	(kN/m ²)
$Q =$	250	(kN/m ²)

B. Paillasse:

Désignations	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	épaisseur (m)	Charges(kN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0.44
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Poids des marches	22	0,17/2	1.87
Paillasse	25	0,16/ cos32.5	4.744
Enduit ciment	20	0,02	0.40

$G =$	7.16	(kN/m ²)
$Q =$	2.50	(kN/m ²)

Tableau. II .6. Charges d'escalier.

Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1\text{m} = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$

1. Charges revenant au poteau :

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2]

II.2.7. Loi De Dégression : DTR B.C.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).

❖ Descente des charges sur les poteaux :

II.2.8. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (B4)

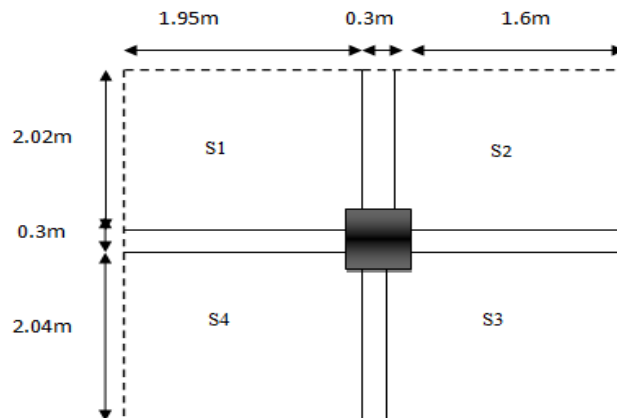


Figure II.14. La surface afférente du poteau centrale.

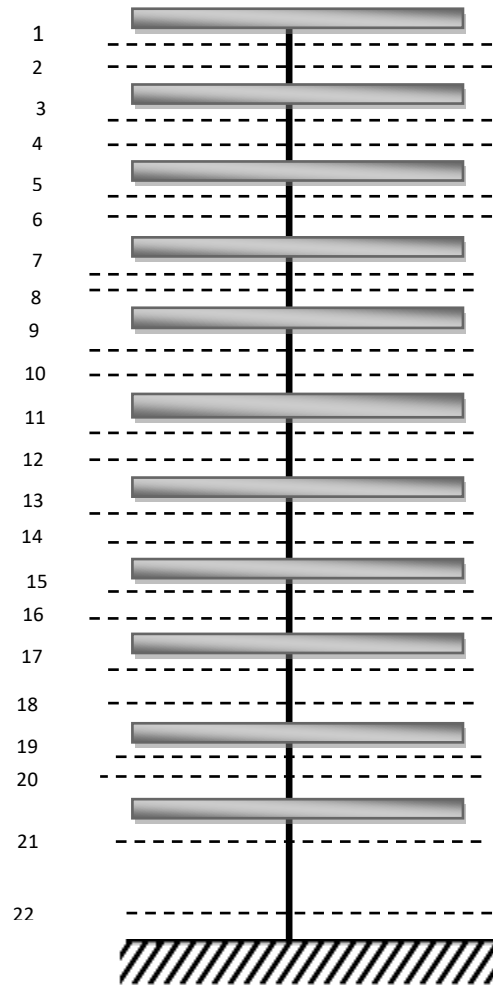


Fig. II.15. Coup verticale du poteau B4.

- La surface afférente pour la charge permanente:

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = (1.95 * 2.02) - (0.05 * 0.1) = 3.934 \text{ m}^2$$

$$S2 = (2.02 * 1.60) - (0.05 * 0.1) = 3.227 \text{ m}^2$$

$$S3 = (1.6 * 2.04) - (0.05 * 0.1) = 3.259 \text{ m}^2$$

$$S4 = (1.65 * 2.04) - (0.05 * 0.1) = 3.973 \text{ m}^2$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 3.934 + 3.227 + 3.259 + 3.973 = 14.39 \text{ m}^2$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation:

$$S_{Q_{terrasse}} = (1.95 + 1.60 + 0.3) \times (2.02 + 0.30 + 2.04) = 16.78 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{etage}} = 16.78 - (0.40 \times 0.45) = 16.58 \text{ m}^2$$

Chapitre : II -Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du poteau	$0.4*0.5*3.06*25$	15.3
Poutre principale	$0.3*0.35*4.36*25$	11.445
Poutre secondaire	$0.3*0.3*3.585*25$	8.006
Plancher terrasse	$14.39*6.33$	91.088
Plancher étage courant	$14.39*5.38$	77.41

Niv	Désignation des éléments et le calcul		G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse	$14.39*6.33 = 91.008$	110.459	
	Poutre principale	$0.3*0.35*4.36*25 = 11.445$		
	Poutre secondaire	$0.3*0.3*3.585*25 = 8.006$		
	Venant de niveau 1-1		110.459	
2-2	Venant 1-1	110.459	125.759	16.78
	Poteau	$0.4*0.5*3.06*25 = 15.3$		
	surcharge : (*1)	$16.78*1$		
	Venant de niveau 2-2		125.759	16.78
3-3	Venant 2-2		125.759	
	Plancher étage	$14.39*5.38 = 77.41$	222.628	
Poutre principale	$0.3*0.35*4.36*25 = 11.445$			
	Poutre secondaire	$0.3*0.3*3.585*25 = 8.006$		
	Venant de niveau 3-3		222.628	
4-4	Venant 3-3	222.628	237.928	41.65
	Poteau	$0.4*0.5*3.06*25 = 15.3$		
	surcharge : (*1)	$16.58*1.5$		
	Venant de niveau 4-4		237.928	41.65
5-5	Venant 4-4	237.928	334.789	
	Plancher étage	$14.39*5.38 = 77.41$		
	Poutre principale	$0.3*0.35*4.36*25 = 11.445$		
	Poutre secondaire	$0.3*0.3*3.585*25 = 8.006$		
	Venant de niveau 5-5		334.789	
6-6	Venant 5-5	334.789	350.089	64.033
	Poteau	$0.4*0.5*3.06*25 = 15.3$		
	surcharge :	$(*0,9) *16.58 = 14.922*1.5=22.383$		
	Venant de niveau 6-6		350.089	64.033

Chapitre : II -Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

7-7	Venant 6-6	350.089		
	Plancher étage Poutre principale Poutre secondaire	14.39*5.38 =77.41 0.3*0.35*4.36*25 = 11.445 0.3*0.3*3.585*25 = 8.006	446.95	
Venant de niveau 7-7			446.95	64.033
8-8	Venant 7-7	446.95		
	Poteau surcharge :	0.4*0.5*3.06*25 = 15.3 (*0,8) *16.58 =13.264*1.5=19.896	462.25	83.929
Venant de niveau 8-8			462.55	83.929
9-9	Venant 8-8	462.55		
	Plancher étage Poutre principale Poutre secondaire	14.39*5.38 =77.41 0.3*0.35*4.36*25 = 11.445 0.3*0.3*3.585*25 = 8.006	559.111	
Venant de niveau 9-9			559.11	83.929
10-10	Venant 9-9	559.11		
	Poteau surcharge :	0.4*0.5*3.06*25 = 15.3 (*0,7) *16.58 =14.606*1.5=17.409	574.411	
Venant de niveau 10-10			574.411	101.338
11-11	Venant 10-10	574.411		
	Plancher étage Poutre principale Poutre secondaire	14.39*5.38 =77.41 0.3*0.35*4.36*25 = 11.445 0.3*0.3*3.585*25 = 8.006	671.252	
Venant de niveau 11-11			671.252	101.338
12-12	Venant 11-11	671.252		
	Poteau surcharge :	0.4*0.5*3.06*25 = 15.3 (*0,6) *16.58 =9.948*1.5=14.922	686.572	116.26
Venant de niveau 12-12			686.572	
13-13	Venant 12-12	686.572		
	Plancher étage Poutre principale Poutre secondaire	14.39*5.38 =77.41 0.3*0.35*4.36*25 = 11.445 0.3*0.3*3.585*25 = 8.006	783.433	116.26
	Venant de niveau 13-13			
	Venant 13-13	783.123		
	Poteau surcharge :	0.4*0.5*3.06*25 = 15.3 (*0,5) *16.58 =8.29*1.5=12.435		
	Venant de niveau 14-14			798.733
15-15	Venant 14-14	798.733		
	Plancher étage	14.39*5.38 =77.41		128.695

	Poutre principale Poutre secondaire	$0.3*0.35*4.36*25 = 11.445$ $0.3*0.3*3.585*25 = 8.006$	895.594	
	Venant de niveau 15-15		895.594	128.695
16-16	Venant 15-15	895.594		
	Poteau	$0.4*0.5*3.06*25 = 15.3$	910.894	
	surcharge :	$(*0,5) *16.58 =8.29*1.5=12.435$		
	Venant de niveau 16-16		910.894	141.13
17-17	Venant 16-16	910.894		
	Plancher étage	$14.39*5.38 =77.41$	1007.755	
	Poutre principale	$0.3*0.35*4.36*25 = 11.445$		
	Poutre secondaire	$0.3*0.3*3.585*25 = 8.006$		
	Venant de niveau 17-17		1007.755	141.13
18-18	Venant 17-17	1007.755		
	Poteau	$0.4*0.5*3.06*25 = 15.3$	1023.005	153.565
	surcharge :	$(*0,5) *16.58 =8.29*1.5=12.435$		
	Venant de niveau 18-18		1023.005	153.565
19-19	Venant 18-18	1023.005		
	Plancher étage	$14.39*5.38 =77.41$	1119.916	153.565
	Poutre principale	$0.3*0.35*4.36*25 = 11.445$		
	Poutre secondaire	$0.3*0.3*3.585*25 = 8.006$		
	Venant de niveau 19-19		1119.916	
20-20	Venant 19-19	1119.916		
	Poteau	$0.4*0.5*3.06*25 = 15.3$	1135.216	166
	surcharge :	$(*0,5) *16.58 =8.29*1.5=12.435$		
	Venant de niveau 20-20		1135.216	166
21-21	Venant 20-20	1135.216		
	Plancher étage	$14.39*5.38 =77.41$	1232.007	166
	Poutre principale	$0.3*0.35*4.36*25 = 11.445$		
	Poutre secondaire	$0.3*0.3*3.585*25 = 8.006$		
	Venant de niveau 21-21		1232.007	
22-22	Venant 21-21	1232.007		
	Poteau	$0.4*0.5*3.06*25 = 15.3$	1247.377	178.435
	surcharge :	$(*0,5) *16.58 =8.29*1.5=12.435$		

Tableau.II.7. tableau de décente de charge poteau B4.

$$\Rightarrow N_u = 1.35G+1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1247.377 + 1.5 \times 178.435 = 1951.61 \text{KN.}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = G+Q$$

$$N_{ser} = 1247.377 + 178.435 = 1425.812 \text{KN.}$$

II.2.9. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4.1)

- **Condition stabilité de forme**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

- $N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$ Art (B-8-4-1) ; avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement. BAEL 91 (ART.B.8.3, 31)
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$) \longrightarrow Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) \longrightarrow Situation accidentel.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- 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 [$Br = (a-2)(b-2)$] cm^2 .
 ➤ Selon le «BAEL 91 modifié 99».

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0.9\%$

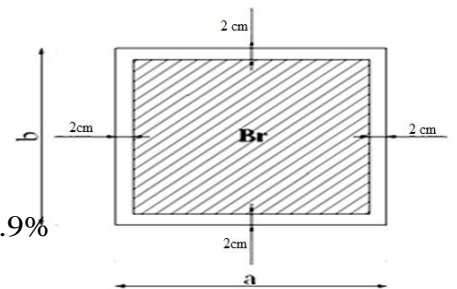


Fig.16. .Section réduite du poteau.

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Poteau (40×50) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,4} = 16,12 \qquad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,5} = 12,9$$

$$\lambda = 12,9 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \implies \text{Pas de risque de flambement.}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2)(50-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

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

❖ Selon les règles **BAEL91 (art 8.1.2.1)** :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{aligned} \frac{0,2bh}{100} &= \frac{0,2 \times 400 \times 500}{100} = 400 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} &= 8 \frac{(400+500)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B) = (72 \text{ mm}^2, 400 \text{ mm}^2) \Rightarrow A_{\min}^{\text{bael}} = 400 \text{ mm}^2$$

❖ Selon les règles **RPA99V2003 P48**

$$\bullet A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,9 \% B \quad (\text{zone III})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0,9(b.h)}{100} = \frac{0,9(400.500)}{100} = A_{\min}^{\text{RPA}} = 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1800 \text{ mm}^2$$

N_u (KN)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	condition
1951.61	400	1800	1800	182400	3311196.13	vérifiée

$\bar{N} > N_u$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :**

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

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

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

$$\Rightarrow N_{ser} = G+Q \quad , \quad N_{ser} = 1247.377+178.435 = 1425.812KN$$

Niveau	N_d (KN)	$B \times A$ (cm ²)	v	Observation
RDC+1 ^{er} 10 étages	1425.81	40x50	0.285	vérifié

Tableau. II. 8. Vérification du critère de l'effort normal réduit

• **II.2.10.Descente des charges sur le poteau de (F5) .**

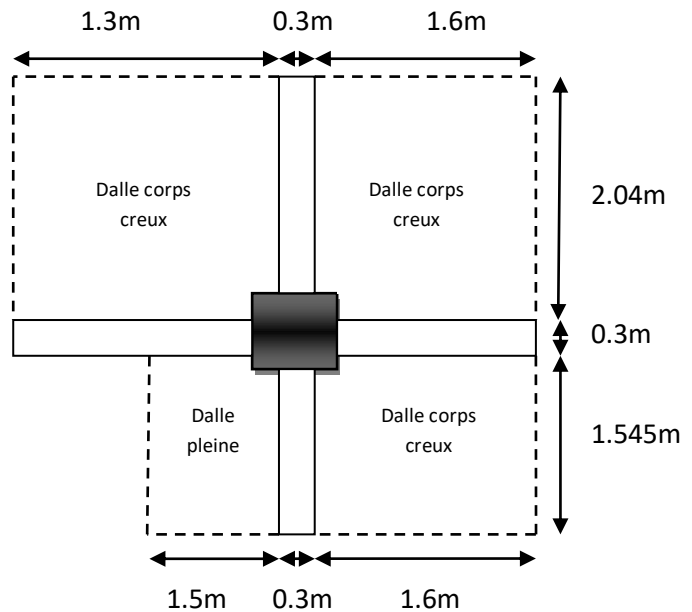


Figure II.17. La surface afférente du poteau de rive.

- **Surface afférente :**

$$S_G \text{ dalle pleine} = 1.545 \times 1.5 = 2.3175 \text{ m}^2$$

$$S_G \text{ corpcreux} = s_1 + s_2 + s_3$$

$$S_G \text{ corpcreux} = (1.6 \times 1.545) + (1.6 \times 2.04) + (1.3 \times 2.04) - (0.05 \times 0.1 \times 3) = 8.323 \text{ m}^2.$$

- **La surface afférente pour la charge d'exploitation:**

$$S_Q \text{ dalle pleine} = 1.5 \times 1.5 = 2.3175 \text{ m}^2$$

$$S_Q \text{ terras corpcreux} = (2.04 + 0.3) (1.3 + 0.3 + 1.6) (1.545 * 1.6 + 0.3) = 10.42 \text{ m}^2.$$

$$S_{QEC} \text{ corpcreux} = 10.42 - (0.4 * 0.5) = 10.22 \text{ m}^2$$

Niv	Élément	G (kN)	Q (kN)
1-1	-Acrotère: 1.545 × 1.7125	2.645	10.42 *1 2.3175*3.5
	- Plancher Terrasse:		
	1-corps creux : 8,323×6.33	52.684	
	2-dalle pleine : 2.3175×7.57	17.543	
	-Poutre principale: 0.3×0.35×3.585×25	9.410	
	-Poutre secondaire:0.3×0.3×2.9×25	6.525	
2-2	-Venant 1-1 :	88.807	
	-Poteau : 0.4×0.5×3.06×25	15.3	18.531
	-Mur extérieur :[(1.545+1.5)*(2.94×2,8)]	25.066	
3-3	-Venant 2-2 :	129.179	
	- Plancher étage courant:		18.531
	1-corps creux: 8.323×5.38	44.77	10.22*1.5
	2-dalle pleine: 2.3175× 5.4	12.5145	2.3175*3.5
	-PP+PS :	15.935	
4-4	-Venant 3-3 :	202.3985	
	-Poteau+mur ext :	40.366	41.972
5-5	Venant 4-4 :	242.764	
	-P.E.C + PP + PS :	73.2195	23.441*0.9
6-6	-Venant 5-5 :	315.983	63.069
	-Poteau+mur ext :	40.366	
7-7	-Venant : 6-6	356.3495	63.069
	-P.E.C + PP + PS :	73.2195	23.441*.08
8-8	-Venant 7-7 :	429.569	
	-Poteau+mur ext :	40.366	
9-9	-Venant : 8-8	469.935	81.821
	-P.E.C + PS:	73.2195	23.441*0.7
	- PP : 0,3×0,4×3,7×25000		
10-10	-Venant 9-9 :	542.935	98.229
	-Poteau :	15.3	

Chapitre : II -Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

	-mur ext	25.066	
11-11	-Venant 10-10 :	583.301	98.229
	-P.E.C + PP + PS :	73.2195	23.441*0.6
12-12	-Venant 11-11:	656.5205	100.29
	-Poteau+mur ext :	40.366	
13-13	-Venant 12-12 :	696.8865	100.29
	-P.E.C + PP + PS :	73.2195	23.441*0.5
14-14	-Venant 13-13 :	770.106	112.014
	-Poteau+mur ext	40.366	
15-15	-Venant 14-14	810.472	112.014
	-P.E.C + PP + PS	73.2195	23.441*0.5
16-16	-Venant 15-15	883.6915	123.734
	-Poteau+mur ext :	40.366	
17-17	-Venant 16-16 :	924.0575	123.734
	-P.E.C + PS: + PP	73.2195	23.441*0.5
18-18	-Venant 17-17 :	997.277	135.45
	- Poteau - mur ext:	40.366	
19-19	-venant 18-18	1037.643	135.45
	-PEC+PP+PS	73.2195	23.441*0.5
20-20	-Venant 19-19	1110.86525	147.175
	-Poteau -mur ext:	40.366	
21-21	-venant 20-20	1151.2285	147.175
	-PEC+PP+PS	73.2195	23.441*0.5
22-22	-Venant 21-21	1224.448	158.895
	-Poteau -mur ext	40.366	
Totale		1264.814	158.895

Vérification :

$$\Leftrightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1264.814 + 1.5 \times 158.895 = 1945.84 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 1264.814 + 158.895 = 1423.70 \text{ KN.}$$

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

Chapitre III. Calcul des éléments secondaires.

III .1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

Dans le présent chapitre nous allons procéder à l'étude de ce type d'éléments ne participant pas dans notre cas de façon directe au contreventement de la structure. Nous citons l'acrotère, les planchers, balcon et enfin l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

III.2. L'acrotère

III.2.1.MODE DE TRAVAIL :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée a sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

➤ Calcul :

Les charges appliquées

- **Surface de l'acrotère** = $(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \Rightarrow S_T = 0.0685 \text{ m}^2$

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire.

$$G = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

- **Surcharge : D'**après **D.T.R.BC.2.2**

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

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

$$\begin{cases} G = 1712.5 \text{ N/m} \\ Q = 1000 \text{ N/m} \end{cases} \text{ Dans une bonde d'un mètre}$$

-D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2 , zone (III) donc :

A =0.25 selon le **tableau 4.1**

$C_p=0.80$ élément en console **tableau 6.1**, donc :

$$F_p=4 \times 0.25 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p=1370 \text{ N/ml.}$$

$$F= \max (Q, F_p) \Rightarrow F= F_p = 1370 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranche $T_\mu = Q = 1000 \text{ N}$.

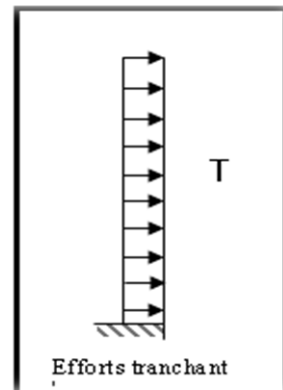
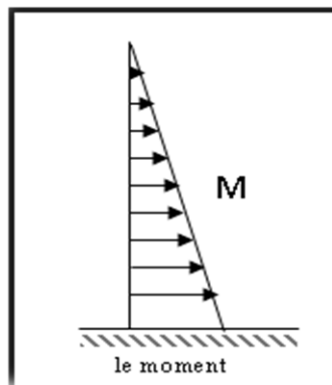
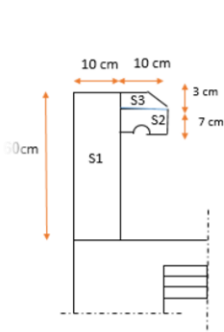
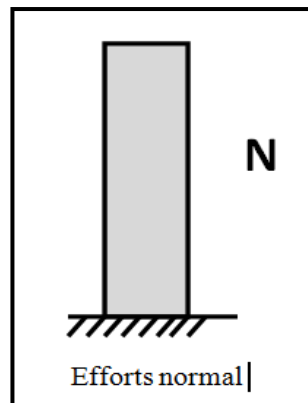


Fig.III.1. Schéma statique de l'acrotère et Diagramme des sollicitations.

III.2.2. Calcul des sollicitations :

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

$$M = q \times h = 1370 \times 0.6 = 822 \text{ N.m}$$

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

$$T = F_P = 1370 \text{ N.}$$

III.2.3. Combinaison d'action :

E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$$

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

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 822 = 1233 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1370 = 2055 \text{ N/ml}$$

E.L.S:

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

$$M_{ser} = M = 822 \text{ N.ml}$$

III.2.4. Détermination de ferrailage:

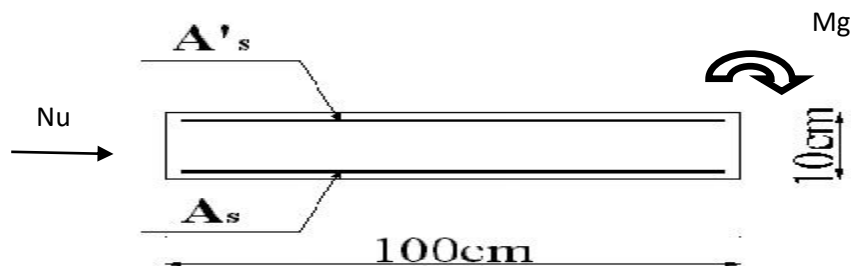


Fig.III.2. Section de calcul de l'Acrotère.

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

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

Armatures longitudinales :

• **E.L.U :**

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{822}{1712.5} = 0.48 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.48 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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.

1) **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1233 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1267.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1267.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0182 < \mu \ell = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0237 ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.990$$

$$A_1^u = \frac{1267.25}{348 \times 0.990 \times 7} = 0.525 \text{ cm}^2$$

2) **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

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

$$A = 0.525 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.475 \text{ cm}^2$$

M_1	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	A (cm ²)
1267.25	0.0182	0.0237	0.990	0.525	0.475

III.2.5. Vérification : E.L.U

- **Condition De Non Fragilité : BAEL91 (A.4.2.1)**

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

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

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

- **E.L.S :**

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

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

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

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

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

Détermination du centre de pression :

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{822}{1712.5} = 0.48 \text{ m}$$

Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 822 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 856.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\overline{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{856.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.0116 < \mu^l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.015$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.994$$

$$A_1^u = \frac{856.25}{201.63 \times 0.995 \times 7} = 0.610 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

III.2.6 .Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \quad ; \quad b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1370 \times 1.5 = 2055 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{2055}{1000 \times 70} = 0.0293 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

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

$\tau_u = 0,0293 \leq \bar{\tau}_u = 0,21 \text{ MPa}$. \implies condition vérifiée .

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures de répartition : BAEL91 (A.8.2.41)

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

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

• **Espacement des armatures : BAEL91 (A.8.2, 42)**

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

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

$$A_r = 3\emptyset 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

III.2.7. Présentation du ferrailage :

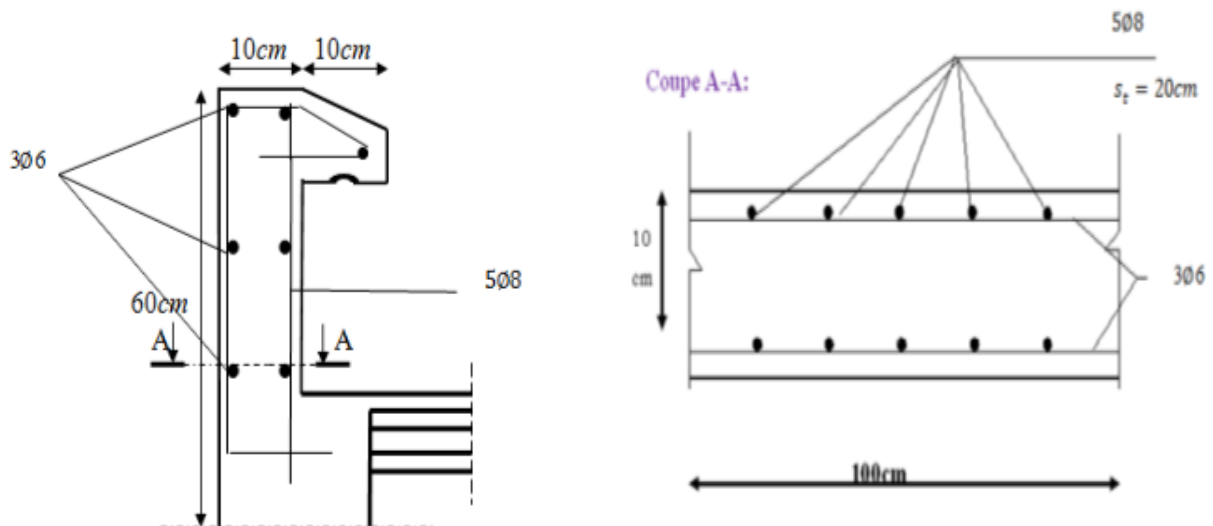


Fig. III.3. Ferrailage du l'acrotère.

III.3. Les balcons

III.3.1. Méthode 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.

-On a un seul type de balcons : $L=1.50$ m

III.3.2. Étage courant type :

Charge permanente: On a : $\implies G=5400$ N/m²

Surcharge d'exploitation: $\implies Q = 3500$ N/m².

III.3.3. Calcul des sollicitations

La hauteur du mur : $h = 3.06-0.16=2.90$ m.

On prend une bande de 1 m.

$$P=2.8 \times 2.90=8120\text{N/m}$$

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1.35 \cdot P \cdot L = (1.35 \times 5400 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.5^2}{2} + 1.35 \times 8120 \times 1.5$$

$$- M_u = 30550.5 \text{ N.m}$$

$$V_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times P = (1.35 \times 5400 + 1.5 \times 3500) \times 1.5 + 1.35 \times 8120$$

$$- V_u = 29772 \text{ N}$$

$$M_{\text{ser}} = (G+Q) \times L^2 / 2 + p \times L = (5400+3500) \times \frac{1.5^2}{2} + 8120 \times 1.5$$

$$- M_{\text{ser}} = 22192.5 \text{ N.m}$$

III.3.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{30550.5}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.109 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.109 \Rightarrow \alpha = 0.145 \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{30550.5}{348 \times 0.942 \times 14} = 6.65 \text{ cm}^2.$$

III.3.4.1. Vérification :

a) Vérification à l'E.L.U :

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 16 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

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

$$V_u = 29772 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29772}{1000 \times 140} = 0.21 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Comme la fissuration est peu nuisible :

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

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,167 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification à l'E.L.S :

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

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

$$\alpha \leq (\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100) \implies \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{30550.5}{22192.5} = 1.37$$

$$\alpha = 0.167 \leq (1.37 - 1) / 2 + (25/100) = 0.45 \implies \text{condition vérifiée.}$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

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

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (6.65 ; 1.69 ; 1.6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 6.65 \text{ cm}^2. \quad ; \quad \text{Soit: } A = 5T12 = 6.79 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de réparation :**

- $A_r = A_{ad}/4 = 6.79/4 = 1.69 \text{ cm}^2. \quad ; \quad \text{On adopte : } A_r = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures :**

1. armature longitudinal :

- $S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) \text{ cm}.$

- $S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit : } S_L = 20 \text{ cm}$

2. armature de répartition :

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

- $S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit : } S_r = 20 \text{ cm}.$

III.3.5. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{150} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.0020 < \frac{4.20}{400} = 0.0109 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

III.3.6. Balcon terrasse :

Les charges appliquées :

- Charge permanente : $G = 7570 \text{ N/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1000 \text{ N/m}^2$.
- Charge de l'acrotère : $P = 1712.5 \text{ N/ml}$.

III.3.6.1. Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 7570 + 1.5 \times 1000) \times \frac{1.5^2}{2} + 1.35 \times 1712.5 \times 1.5$$

$$M_u = 16652.2 \text{ N.m}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times P ; \quad V_u = (1.35 \times 7570 + 1.5 \times 1000) \times 1.5 + 1.35 \times 1712.5$$

$$T_u = 19891.1 \text{ N.m}$$

$$M_{ser} = (G+Q) \times L^2/2 + p \times L ; \quad M_{ser} = (7570+1000) \times 1.5^2/2 + 1712.5 \times 1.5$$

$$M_{ser} = 12210 \text{ N.m}$$

III.3.6.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon de la terrasse et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16652.2}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.069 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.069 \rightarrow \alpha = 0.09 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16652.2}{348 \times 0.964 \times 13} = 3.81 \text{ cm}^2$$

III.3.7. Vérification :

➤ Vérification à l'E.L.U :

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

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.13\frac{2,1}{400} = 1,56\text{cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal :**

$$A_L \geq 0,0025.b.h = 0,0025.100.16 = 4\text{cm}^2.$$

- **Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)**

$$T_u = 19891.1\text{N.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19891.1}{1000 \times 130} = 0.153 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_\mu = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,25 \text{ MPa} > \tau_u = 0.153 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

$$\text{Il faut vérifier : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16652.2}{21821.25} = 0.76$$

$$\alpha = 0.09 \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.13 \implies \text{condition vérifiée.}$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b ,

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

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_L) = \max(3.81; 1,56; 4) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4\text{cm}^2. \quad ; \quad \text{On prend : } A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de réparation :**

$$A_r = A_{ad}/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2. \quad ; \quad \text{On prend : } A_r = 4T8=2.01 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des armatures :**

1. **armature longitudinal**

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

- $S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit : } S_L = 25 \text{ cm}$

2. **armature de répartition**

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

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

III.3.8. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{150} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.0030 < \frac{3.39}{400} = 0.0084 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.44 \geq 0.13 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

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

III.3.9. Ferrailage des balcons :

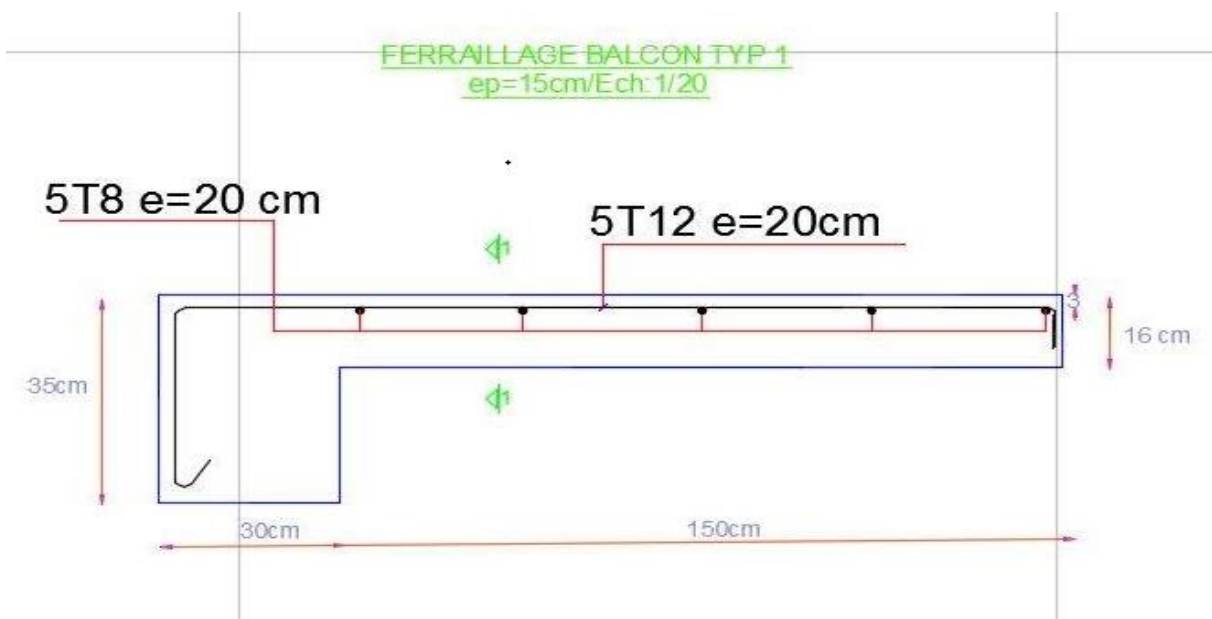


Fig.III.4. Schéma du ferrailage des balcons

III.4. L'escalier

III.4.1. Introduction:

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur . notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

III.4.2. Les charges appliquées :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	7.16	2.5
Palier	4.8	2.5

III.4.3. Combinaisons d'action :

- E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- ELS : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (kN/ml)	Paillasse (kN/ml)
ELU	10.23	13.41
ELS	7.3	9.66

La charge équivalente :

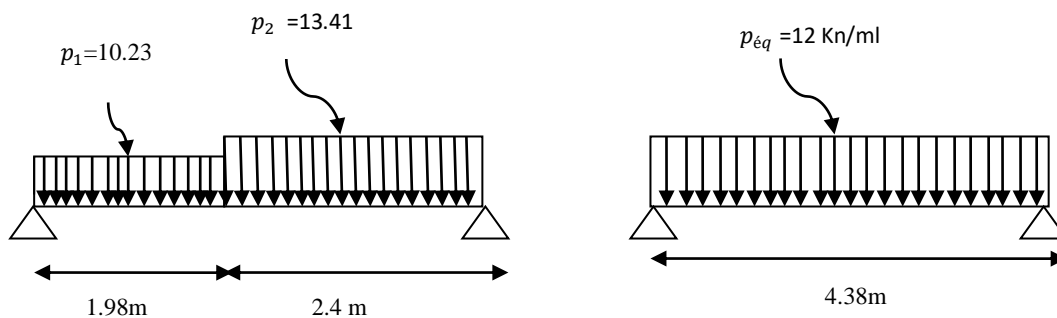


Fig.III.5. Schéma des charges équivalentes

À l'ELU : La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

$P_{eq} = 12.00$ KN/ml.

Moment et effort Tranchant :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 28.77$ kN.m. .

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0 \Rightarrow M_a = 8.63$ KN.m.

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 \Rightarrow M_t = 24.45\text{KN.m.}$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{12.14 \times 3.6}{2} \Rightarrow T_u = 26.28\text{KN.}$

A l'ELS : La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

$P_{eq} = 8.59 \text{ KN/ml.}$

Moment et effort Tranchant :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} \Rightarrow M_0 = 20.59 \text{ kN. m.}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0 \Rightarrow M_a = 6.179\text{KN.m.}$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 \Rightarrow M_t = 17.50\text{KN.m.}$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{12.14 \times 3.6}{2} \Rightarrow T_u = 18.81\text{KN.}$

Tableau récapitulatif :

	$P_{eq} \text{ (kN/ml)}$	$M_0 \text{ (kN.m)}$	$M_a = 0,3 M_0$	$M_t = 0,85 M_0$	$V_u \text{ (kN)}$
ELU	12	28.77	8.63	24.45	26.28
ELS	8.59	20.59	6.179	17.50	18.81

III.4. 4. Calcul de ferrailage :

III.4.4.1. Armatures longitudinales :

1. E.L.U

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$ $\mu_t = 0.392$, $\mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\lambda} = 0$

Avec: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$; L'enrobage : $c = 2$ $e = 16 \text{ cm}$ $d = 14.4\text{cm}$ $b = 1 \text{ m}$

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

	$M_u \text{ (N.m)}$	μ	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	24450	0.083	0.108	0.956	5.10
Appuis	8630	0.029	0.0375	0.985	1.74

2. E.L.S :

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

	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	24450	17500	1,39	25	0,445	vérifiée
Sur appuis	8630	6179	1,39	25	0,445	vérifiée

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2, 1)**

Section minimal d'armatures :

$$A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \implies A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A^2_{\min} \geq 0,001.b.h \implies A^2_{\min} \geq 0,001.100.16 = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u, A_{\min})$$

	A _u (cm ²)	A ¹ _{min} (cm ²)	A ² _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	1.74	1.73	1.6	1.74	2.01=4HA8
Travée	5.10	1.73	1.6	5.10	5.65= 5HA12

III.4.4.2. Les armatures de répartitions :

$$A_t = \frac{A_l}{4}$$

Elément	A _l (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	5.10	1.275	1.51 cm ² = 3HA8
Appuis	1.74	0.435	0.57 cm ² =3HA6

III.4.5. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a) Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 16; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

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

b) Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 16; 33 \text{ cm}) = \min (64; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

III.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{26280}{1000 \times 144} = 0.182 \implies \tau_u = 0.182 \text{ MPa.}$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) \implies \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.7. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{24450}{10 \times 28770} \geq \frac{16}{438} = 0.0365 < 0.084 \implies \text{condition non vérifiée.}$$

$$2/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{5.10}{100 \times 14.4} = 0.00354 < \frac{4.38}{400} = 0.0109 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{16}{438} = 0.0365 < 0.0625 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

-On à les conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche selon les règles de **BAEL 91.**

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

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

III.4.8. Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.3)

- **Position du l'axe neutre :**

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh\frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

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

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 5.65 \times 14.4}{100 \times 14 + 15 \times 5.65} = 8.33 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 16 - 8.33 = 7.67 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \delta = d - Y_G = 14.4 - 8.33 = 6.07 \text{ cm}$$

On prend la racine positive : **y=8.33cm**

- **Moment d'inertie :**

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

$$I = (100 \times 8.33^3) / 12 + 15 \times 5.10 (14.4 - 8.33)^2$$

$$I = 7635.38 \text{ cm}^4$$

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

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \left[\left(\frac{16}{2} \right) - 8.32 \right]^2 + 15 \times 5.65 \times (14.4 - 8.33)^2$$

$$I_0 = 37419.74$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{14.4 \times 100} = 0.0042$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0042} = 5 \longrightarrow \lambda_i = 5$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.004} = 2.08 \longrightarrow \lambda_v = 2.08$$

III.4.9. Calcul des moments fléchissant à E.L.S :

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

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

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

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

$$g_{eq} = \frac{(4800 \times 1.98) + (7160 \times 2.4)}{(2.4 + 1.98)} = 6093.15 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4000 \times 1.98) + (4744 + 1870 \times 2.4)}{(2.4 + 1.98)} = 5432.32 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6093 + 2500 = 8593 \text{ N/m}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6093.15 \times 4.38^2}{8} = 14611.67 \text{ N/m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5432.32 \times 4.38^2}{8} = 13026.9 \text{ N/m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8593 \times 4.38^2}{8} = 20606.4 \text{ N/m}$$

Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\sigma_g^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_g = \frac{14.4 - 8.33}{7635.38} \times 15 \times 14611.6 = 174.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_j = \frac{14.4 - 8.33}{7635.38} \times 15 \times 13026.9 = 155.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_p = \frac{14.4 - 8.33}{7635.38} \times 15 \times 20606.4 = 245.72 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul du coefficient μ :**

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0.0042$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 174.23 + 2.1} = 0.26$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 155.34 + 2.1} = 0.19$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 245.72 + 2.1} = 0.39$$

Donc :

$$I_{IV}^g = (1.1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1.1 \times 37419.74) / (1 + 2.08 \times 0.26) = 26714.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{ii}^g = (1.1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1.1 \times 37419.74) / (1 + 5 \times 0.26) = 17896.3 \text{ cm}^2$$

$$I_{iv}^j = (1.1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1.1 \times 37419.74) / (1 + 2.08 \times 0.19) = 29502.37 \text{ cm}^2$$

$$I_{iv}^p = (1.1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1.1 \times 37419.74) / (1 + 5 \times 0.39) = 13953.12 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \implies \text{BAEL91 (Art : A.2.1.2.1)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.7 \text{ MPa}$$

$$F_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v}^g} = \frac{14611.6 \times 4.38^2 \times 10^4}{10 \times 10818.7 \times 26714.5} = 0.96 \text{ cm.}$$

$$F_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{F_i}^g} = \frac{14611.6 \times 4.38^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 17896.3} = 0.48 \text{ cm}$$

$$F_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v}^j} = \frac{13026.9 \times 4.38^2 \times 10^4}{10 \times 10818.7 \times 29502.37} = 0.78 \text{ cm}$$

$$F_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{F_i}^p} = \frac{20606.4 \times 4.38^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 13953.12} = 0.88 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de la flèche Totale:**

$$\Delta f_t = F_v^g - F_v^j + F_i^p - F_i^g < f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{438}{500} = 0.876 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.96 - 0.78 + 0.88 - 0.48 = 0.58 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.58 \text{ cm} < f_{adm} = 0.876 \text{ cm} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

Ferrailage d'escalier :

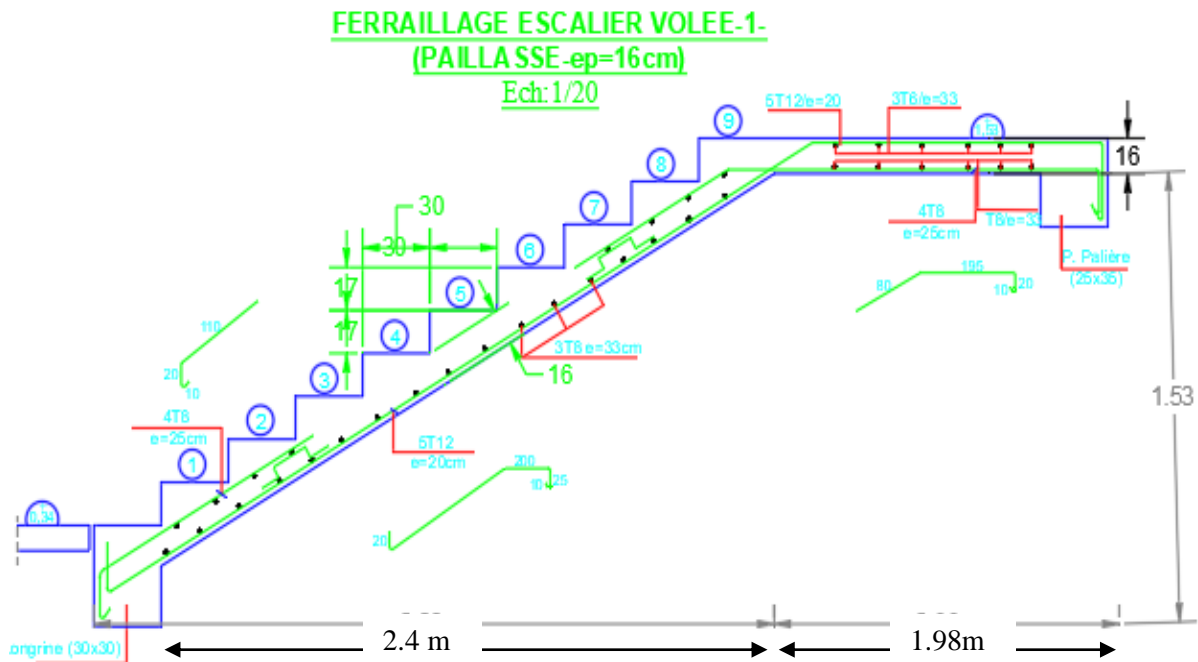


Fig.III.6. Schéma de ferrailage des escaliers.

III.5. Poutre palière:

III.5.1. Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ Selon le BAEL 91 A partir de la condition du flèche

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} ; \quad \frac{344}{15} \leq h \leq \frac{344}{10} \\ 22.93 \leq h \leq 34.4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le RPA $h \geq 30\text{cm}$; on prend : **h = 35cm**

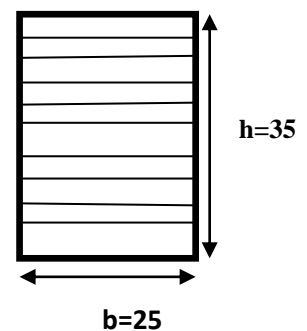


Fig.III.7. Section (25x35) cm²

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4h \leq b \leq 0.8h \\ 14 \leq b \leq 28 \text{ cm} , \quad \text{on prend : } \mathbf{b = 25} \text{ cm.} \end{array} \right.$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003 art (7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 35 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ h/b = 35/30 = 1.4 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

⇒ Donc on choisie une section de la poutre palière **(25×35) cm²**

III.5.2. Evaluation des charges :

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1\text{m}$ donc les charges sont

- poids propre de la poutre : $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.1875\text{KN/m}^2$
- poids du palier : $G = 4.8\text{KN/m}^2$
- Poids de la paillasse : $G = 7.160\ 56\text{KN/m}^2$
- poids du mur : $1.38 \times 2.8 = 3.86\ \text{KN/ml}$

On a : $g_{\acute{e}q} = \frac{4.8 \times 1.98 + 7.16 \times 2.4}{2} + 2.187 + 3.86 = 19.39\ \text{KN/ml}$

$$q_{\acute{e}q} = \frac{2.5 \times 4.38}{2} = 5.475\ \text{KN/ml}$$

III.5.3. Combinaison d'action :

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

- ⇒ P'ELU : $p_u = 1.35 \times 19.39 + 1.5 \times 5.475 = 38.88\ \text{Kn/ml}$
- ⇒ P'ELS : $p_{ser} = 19.39 + 5.475 = 24.86\ \text{Kn/ml}$

III.5.4. Ferrailage (ELU) :

- En travée : $M_t = \frac{p_u \times L^2}{24} = \frac{38.88 \times 4.38^2}{24} \Rightarrow M_t = 31.07\ \text{Kn.m}$

- En appui : $M_a = \frac{p_u \times L^2}{12} = \frac{38.88 \times 4.38^2}{12} \Rightarrow M_a = 62.15\ \text{KN.m}$

⇒ $T_u = \frac{p_u \times L}{2} = \frac{38.88 \times 4.38}{2} \Rightarrow T = 85.14\ \text{KN}$

- En travée :

$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \dots \dots \dots \gamma_b = 1.5$

$\sigma_{bu} = 14.2\ \text{MPa}$

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$c=2 \longrightarrow d = h - c \iff d = 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{31070}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.080 < \mu_{lu} = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.072}) ; \alpha = 0.105$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.958$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{31070}{348 \times 0.958 \times 33} = 2.82 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte : 3HA12 avec : } A_s = 3.39 \text{ cm}^2.$$

- En appui :

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{62150}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.160 < \mu_{lu} = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.160}) = 0.22$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.912$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{62150}{348 \times 0.912 \times 33} = 5.93 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte : 4HA14 avec : } A_s = 6.16 \text{ cm}^2.$$

III.5.5. Vérification à ELS :

$$\text{En appuis } M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{12} = \frac{24.86 \times 4.38^2}{12} = 39.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée } M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{24} = \frac{24.86 \times 4.38^2}{24} = 19.87 \text{ KN.m}$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31.07}{19.87} = 1.56 ; \alpha = 0.105 < (\gamma - 1)/2 + (f_{c28}/100) = 0.53$$

$$\alpha = 0.105 \leq 0.53 \implies \text{condition vérifiée.}$$

-Section rectangulaire ; Fissuration peut nuisible

Donc aucune vérification à l'ELS.

En appui :

$$\alpha = 0.22 < (\gamma - 1)/2 + (f_{c28}/100) = 0.53$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

Vérification :

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 (art A.4.2))**

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d \frac{F_{t28}}{F_e} \quad ; \quad A_{\min} \geq 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2 \leq 5.93 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : RPA 99 (Art .7.5.2.1)

$$A_{\min}^{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h = \frac{0.5}{100} \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad (\text{RPA (art 7.5.1.2)})$$

$$A_s = 5.93 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{RPA} = 4.375 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adop}} = \max (4.375 ; 3.39 ; 0.996) \Rightarrow \quad A_{\text{adop}} = 4.375 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 3T14 = 4.62 cm²

$$A_s = 2.82 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 0,99 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{En travée. on adopte } \mathbf{3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = 5.93 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 0,99 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Sur appui. on adopte : } \mathbf{6HA12 : A_s = 6.79 \text{ cm}^2}.$$

III.5.5.Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{85140}{0.25 \times 0.33} = 1032 \text{ KN/m}^2 = 1.032 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min (0.2F_{c28}/\sigma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 1.032 \text{ MPa}$. Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

Armatures transversales :

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

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

$$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{dans la zone nodale on adopte } \mathbf{2HA8 (1,01 \text{ cm}^2)}$$

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

$$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc on adopte } \mathbf{4HA8 (2,01 \text{ cm}^2)}.$$

Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{438} = 0.079 \geq 0.0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.079 > 0.049 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$4.38 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \rightarrow 4.38 \frac{25 \times 33}{400} = 9.03 > 6.16 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.6 .Calcul de la poutre palière a la torsion :

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

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

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

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

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16\text{cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70\text{cm}^2$$

Le moment de torsion est $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 8630 \text{ Nm}$

$$\tau_U = \frac{8630}{2 \times 642,26 \times 4,16} = 1.615 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Armatures longitudinales :

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

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36\text{cm}$$

$$A_l = \frac{103,36 \times 8630}{2 \times 642,26 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

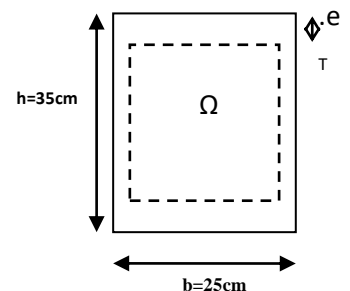


Fig.III.8.Coupe Poutre palière

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	BARRES
Appuis	6.79	$\frac{1.99}{2} = 0.99$	6.79	4.375	7.78	3HA14+3HA12
Travée	2.82	$\frac{1.99}{2} = 0.99$	3.39		5.365	3HA14+3HA12

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

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \Omega \sigma_s} \rightarrow \frac{8630}{2 \times 642.26 \times 347.8} = 0.019 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

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

III.5.7. Dessin de ferrailage de la poutre palière :

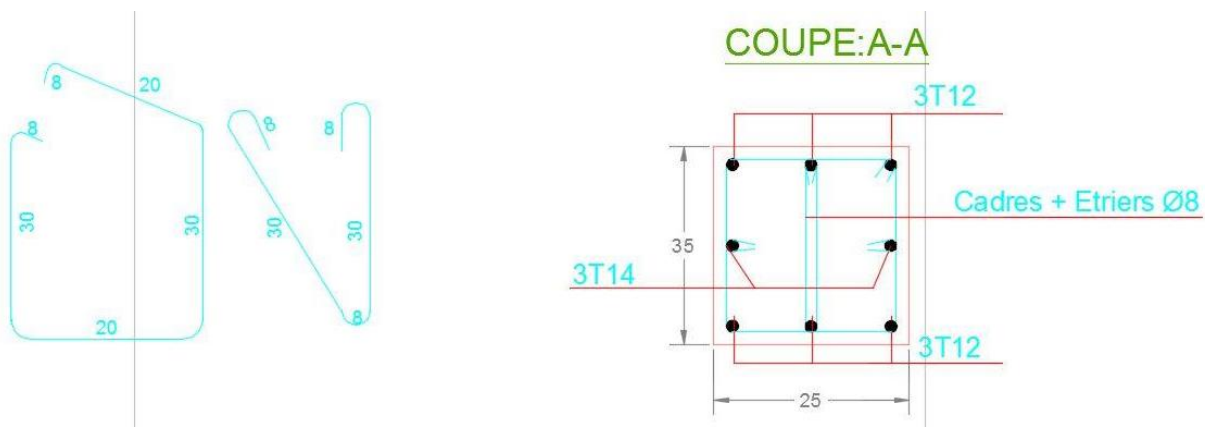


Fig. III 9: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6. PLANCHERS A CORPS CREUX

III.6.1. Introduction :

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.
- De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on utilise : Les planchers à corps creux ; avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Justification du choix des planchers à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

III.6.2. Méthode de calcul :

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes : Les méthodes approchées et les méthodes exactes. , le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire. On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies.

III.6.3. Domaine d'application BAEL91 (Art B.6.2, 210)

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

- ✓ Plancher à charge d'exploitation modérée : $\longrightarrow (Q \leq 2G)$.
- ✓ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité : $\longrightarrow (I_1, I_2, I_3, I_4 \dots = \text{Constante})$.
- ✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre : $\left(0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1.25 \right)$
- ✓ La fessuration est peu nuisible (F.P.N): $\longrightarrow (C = 2 - 2,5 \text{ cm})$

III.6.4. Calcul des planchers :

- **Plancher étage courant : D'après le (DTR BC 2.2)**

Charge permanente = $G = 5.380 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation = $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

- **Plancher terrasse (habitation) : D'après le (DTR BC 2.2)**

Charge permanente : $G = 6.330 \text{ kN/m}^2$

Surcharge : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

III.6.5. Combinaisons d'actions :

➤ E.L.U

$P_{uEC} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,18 \text{ KN/ml}$

$P_{uEC} = 6,18 \text{ KN/ml}$

$P_{uTerrasse} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,52 \text{ KN/ml}$

$P_{uTerrasse} = 6,52 \text{ N/ml}$

➤ E.L.S

$P_{SEC} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5200 + 1500) \times 0,65 = 4,472$

$P_{SEC} = 4,472 \text{ KN/ml}$

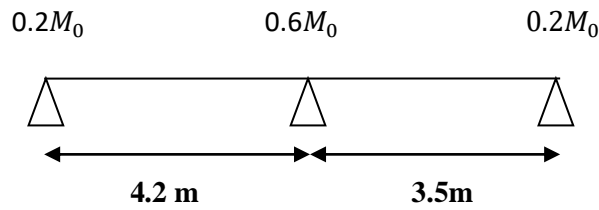
$P_{STerrasse} = (G + Q) \cdot 0,65 = (6,33 + 1) \times 0,65 = 4,764 \text{ KN/ml}$

$P_{STerrasse} = 4,764 \text{ KN/ml}$

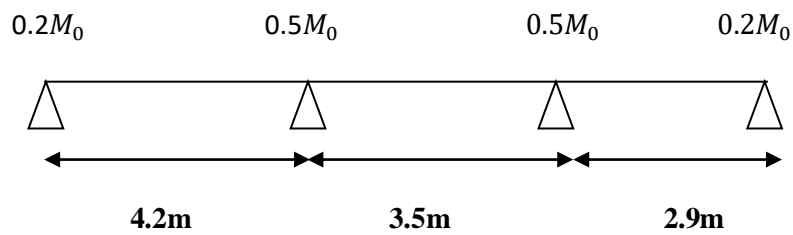
Remarque :

la méthode de calcul que nous choisissons et *la méthode forfaitaire* parce que toutes les conditions sont vérifiées.

➤ **Type 1** : plancher repose sur (3) appuis.



➤ **Type 2** : plancher repose sur (4) appuis.



➤ **Type 3** : plancher repose sur (8) appuis.

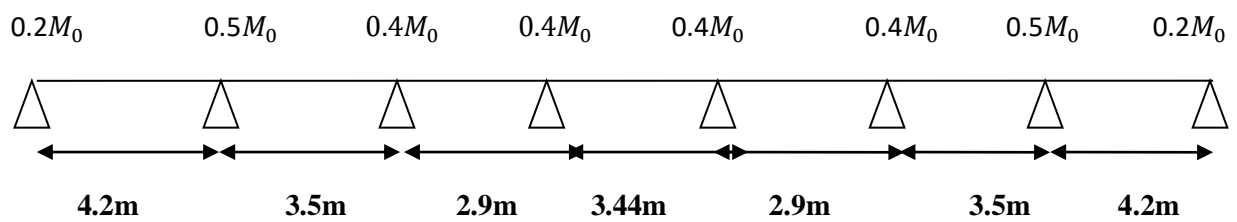
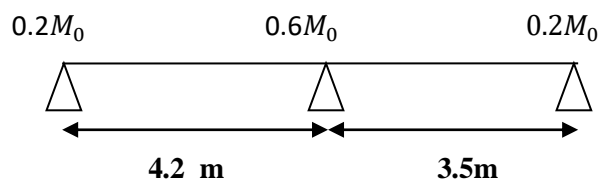


Fig.III.10. Types des nervures.

III.6.6. Détermination des sollicitations :

III.6.6.1.étude de terrasse :

1) Type(01)



$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Vérification :

- ♦ $Q \leq 2G \Rightarrow (Q= 1\text{KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2$
- ♦ ($I=$ Constante) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- ♦ $\left(0.8 \leq \frac{3.9}{3.20} = 1.21 \leq 1.25 \right)$; $0.8 \leq \frac{3.2}{2.60} = 1.23$; $0.8 \leq \frac{2.6}{3.44} = 0.82$
- ♦ La fessuration est peu nuisible puisque les planches sont protégés.

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

Calcul α rapport des charges : $\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{1}{1+6.33} = 0.136$

Calcul des moments :

$$\Rightarrow 1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.136) = 1.040$$

$$\Rightarrow \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.620$$

$$\Rightarrow \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.520.$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit. ; M_g : Moment gauche.

\Rightarrow **E.L.U :** $P_{u\text{terrasse}} = 6.52 \text{ N/ml}$

\Rightarrow Les moments isostatiques $\Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$

1-Les moments En Travée :

- **La travée de rive : (A-B)**

$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{6.52 \times 4.2^2}{8} = 14.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t (A-B) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max [1.05 M_0 ; 1.039M_0] - \left(\frac{0.2M_0 + 0.6M_0}{2} \right) \\ 0.62 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t (A-B) = \text{Max} \begin{cases} 0,64 M_0 \\ 0,62 M_0 \end{cases} \quad \text{on peut prendre :} \quad M_t (A - B) = 0.64M_0 .$$

• **La travée (B-C) :**

$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{6.52 \times 3.2^2}{8} = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} \begin{cases} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g - M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\blacksquare \quad M_t (B-C) = \text{Max} \begin{cases} \max[1.05 M_0 ; 1.039M_0] - \left(\frac{0.6M_0 + 0.2M_0}{2}\right) \\ 0,52 M_0 \end{cases}$$

$$M_t (B-C) = \text{Max} \begin{cases} 0,64 M_0 \\ 0,52 M_0 \end{cases}$$

On peut prendre : $M_t (B-C) = 0.64 M_0 = 5.34 \text{ KN.m}$

1-Les moments En Travée :

Les moments	A-B	B-C
$M_0(\text{KN.m})$	14.37	9.98
$M_t(\text{KN.m})$	9.196	6.38

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C
$M_a(\text{KN.m})$	0.2 M_0	0.6 M_0	0.2 M_0
	2.874	8.622	1.996

3- L'effort tranchant: La méthode RDM

$$T^d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad T^g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

Travée (A-B)

$$T^d = -\frac{6.52 \times 4.2}{2} + \frac{8.622 - 2.874}{4.2} = -12.324 \text{ KN}$$

$$T^g = \frac{6.52 \times 4.2}{2} + \frac{8.622 - 2.874}{4.2} = 15.06 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T^d = -\frac{6.52 \times 3.5}{2} + \frac{1.996 - 8.662}{3.5} = -13.30 \text{ KN}$$

$$T^g = \frac{6.52 \times 3.5}{2} + \frac{1.996 - 8.662}{3.5} = 9.50 \text{ KN}$$

Tableau représentatif :

travée	AB	BC
T_d (KN)	-12.32	-13.30
T_g (KN)	15.06	9.50

- **Diagramme a ELU : Plancher terrasse :**

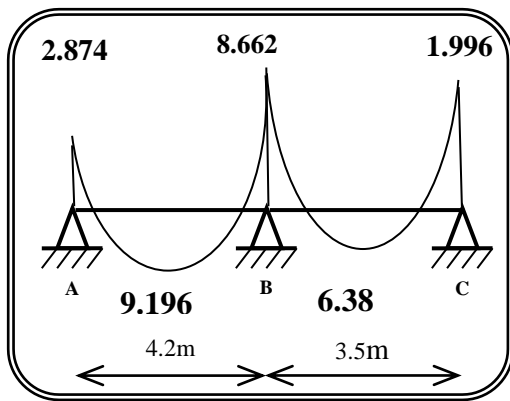


Fig.III.11. Diagramme de moment ELU
⇒ **E.L.S :**

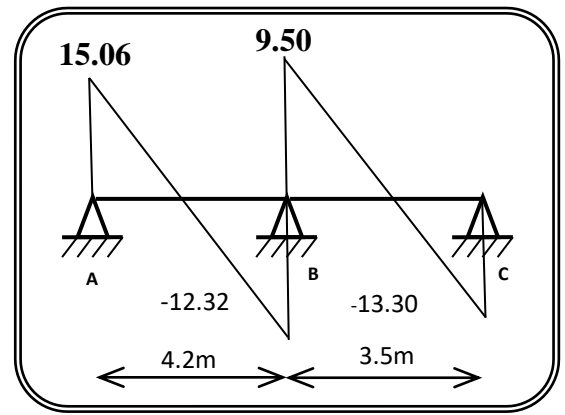


Fig.III.12. Diagramme de l'effort tranchant ELU

$P_{\text{terrace}} = 4.764 \text{ KN/ml.}$ ⇒ Les moments isostatiques $M_0 = \frac{P_{\text{ser}} \times L^2}{8}$

1-Les moments En Travée :

Les moments	A-B	B-C
M_0 (KN.m)	10.50	7.28
M_t (KN.m)	6.72	4.664

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C
M_a (KN.m)	0.2 M_0	0.6 M_0	0.2 M_0
	2.1	6.3	1.456

3- L'effort tranchant: La méthode RDM

Tableau représentatif :

travée	AB	BC
$T_d(KN)$	-9.00	-9.71
$T_g(KN)$	11.00	6.953

- **Diagramme à ELS : Plancher terrasse (Type 1)**

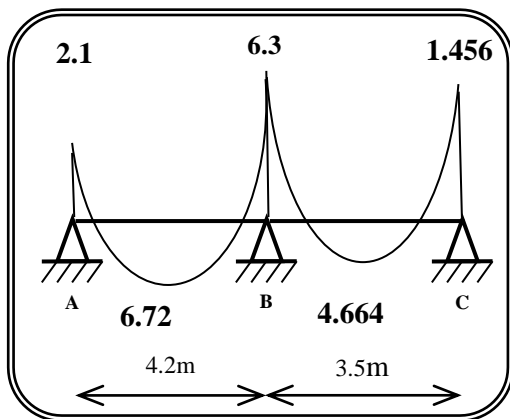


Fig.III.13. Diagramme de moment ELS

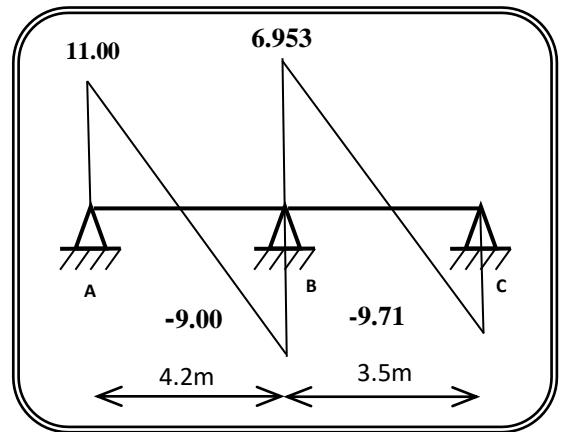


Fig.III.14. Diagramme de l'effort tranchant ELS

- 2) **Type(02) : plancher repose sur (4) appuis**

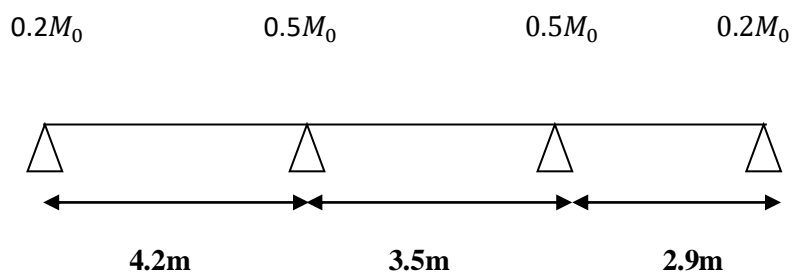


Diagramme du moment (type2).

⇒ **E.L.U : $P_u = 6.52 \text{ KN/ml}$.**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- ♦ $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1 \text{ KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2$
- ♦ ($I = \text{Constante}$) les moments d'inertie dans les différentes travées.

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

- ♦ $\left(0.8 \leq \frac{4.2}{3.5} = 1,2 ; \frac{3.5}{2.9} = 1,20 \leq 1.25, \right) ; 0.8 \leq \frac{2.9}{3.5} = 0.82$ (condition vérifiée).
- ♦ La fissuration est peu nuisible puisque les planches sont protégés.

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

1-Les moments En Travée :

	(A-B)	(B-C)	(C-D)
M_0 (KN.m)	14.37	9.98	6.854
M_t (KN.m)	10.05	6.189	4.797

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C	D
M_a (KN.m)	0.2 M_0	0.5 M_0	0.5 M_0	0.2 M_0
	2.01	5.025	3.0945	1

3- L'effort tranchant: La méthode RDM

Tableau représentatif :

travée	AB	BC	CD
T_d (KN)	-12.97	-13.341	-10.174
T_g (KN)	14.40	9.479	8.734

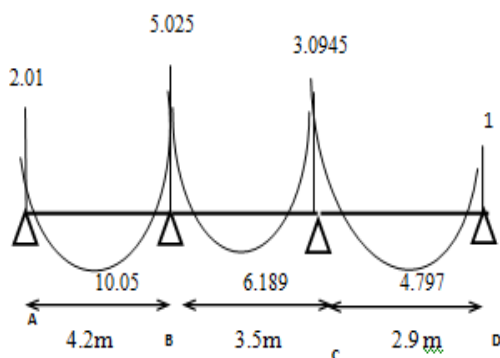


Fig.III.15. Diagramme de M_{xx}

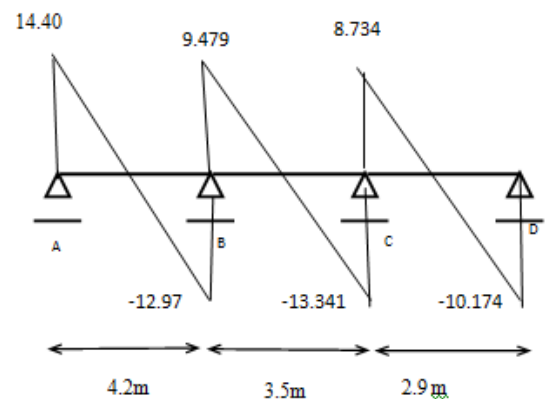


Fig.III.16. Diagramme de l'effort tranchant.

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

⇒ ELS : $P_{\text{sterrasse}} = 4.764 \text{ KN/ml}$.

Travée	L (m)	P_{ser} (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	T_g (kN)	T_d (kN)
A-B	4.2	4.764	10.50	2.1	5.25	7.35	10.754	-9.254
B-C	3.5	4.764	7.29	5.25	3.645	4.5198	8.795	-8.795
C-D	2.9	4.764	5.00	3.645	1	2.03	7.81	-7.819

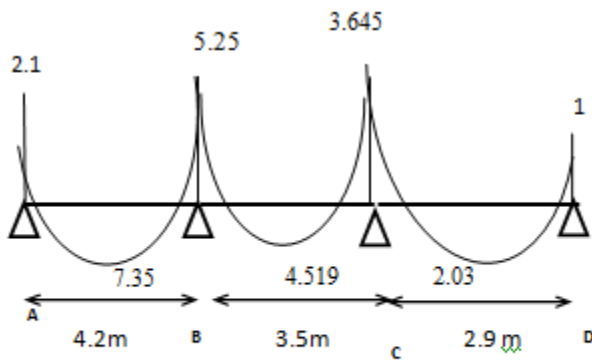


Fig.III.17. Diagramme de M_x .

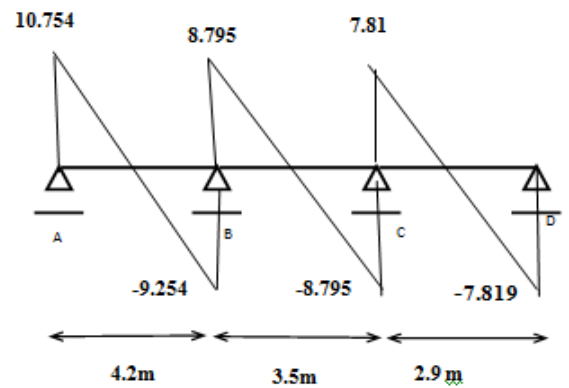


Fig.III.18. Diagramme de l'effort tranchant.

3) Type 3 : plancher repose sur (8) appuis.

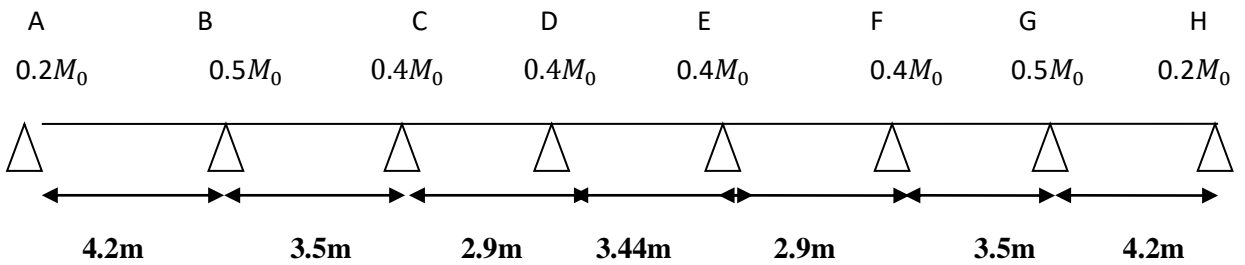


Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

- ELU:

Ma	A	B	C	D	E	F	G	H
Valeur	2.874	4.99	2.741	3.85	3.85	2.74	4.99	2.874

- ELS:

Ma	A	B	C	D	E	F	G	H
Valeur	2.1	3.645	2	2.816	2.816	2	3.645	2.1

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

ELU

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L(m)	4.2	3.5	2.9	3.44	2.9	3.5	4.2
Pu(KN)	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
M0(KN.M)	14.37	9.98	6.854	9.644	6.854	9.98	14.37
Mg(KN.M)	2.874	4.99	2.741	3.85	2.741	4.99	7.185
Md(KN.M)	4.99	2.741	3.85	2.741	4.99	2.874	2.874
Mt(KN.M)	10.059	6.187	4.386	6.172	4.386	6.187	10.059
Tg(KN)	14.2	8.461	9.835	10.105	9.071	13.66	15.8
Td(KN)	-13.2	-13.65	-9.072	-12.34	-9.835	-9.16	-11.57

ELS :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L(m)	4.2	3.5	2.9	3.44	2.9	3.5	4.2
Ps(N)	4.764	4.764	4.764	4.764	4.764	4.764	4.764
M0(N.M)	10.50	7.29	5.00	7.04	5.00	7.29	10.50
Mg(N.M)	2.1	3.645	2	2.816	2	3.645	5.25
Md(N.M)	3.645	2	2.816	2	3.645	2.1	2.1
Mt(N.M)	7.35	4.52	3.25	4.576	3.25	4.52	7.35
Tg(N)	11.54	6.668	7.718	7.37	8.547	6.785	6.846
Td(N)	-8.451	-9.97	-6.086	-9.00	-5.257	-9.875	-13.146

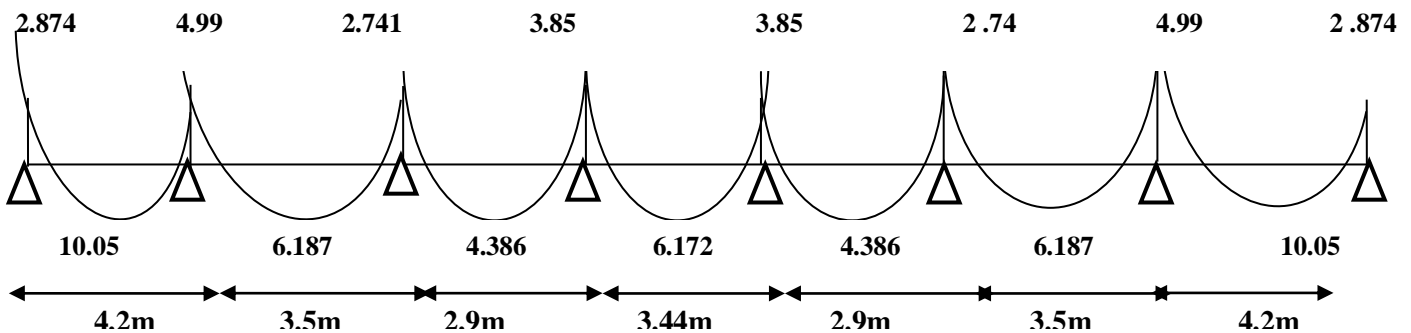


Fig.III.19. Diagramme du moment ELU (type3)

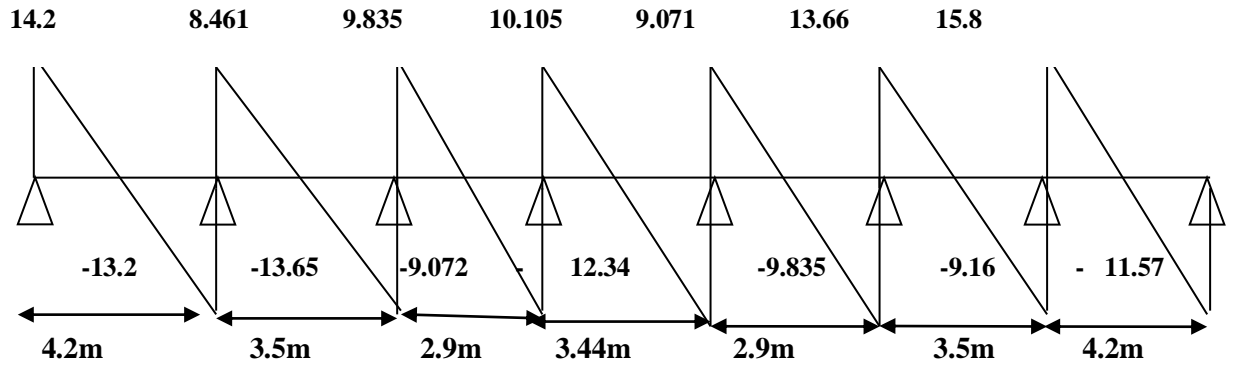


Fig.III.20. Diagramme de l'effort tranchant

⇒ ELS :

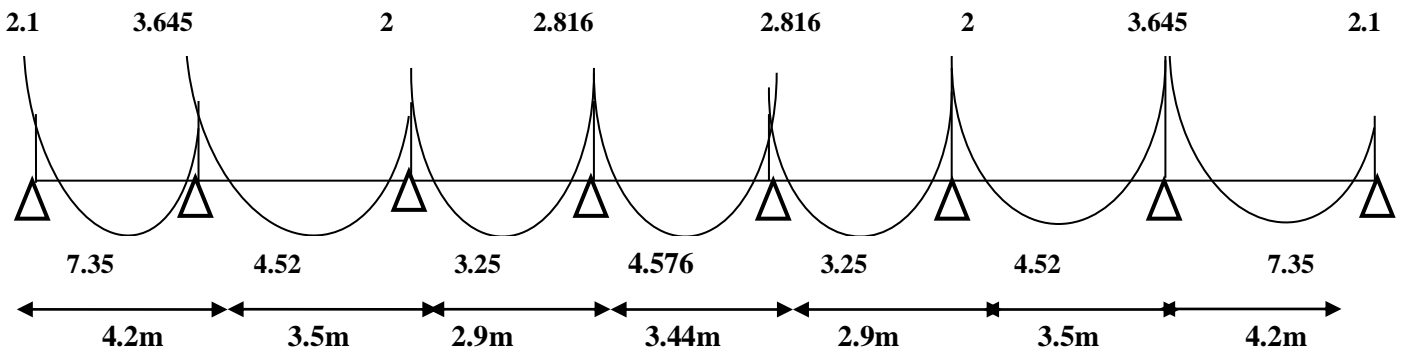


Fig.III.21. Diagramme du moment ELS

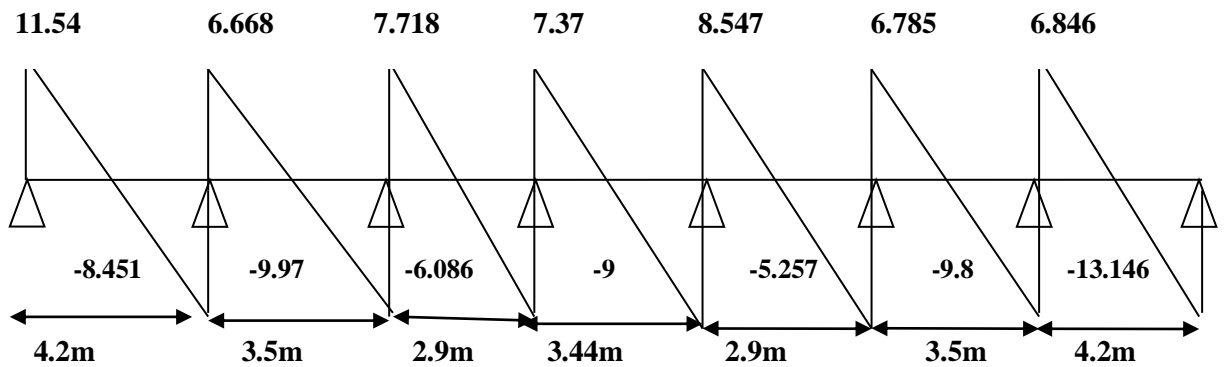


Fig.III.22. Diagramme de l'effort tranchant

III.6.6.2. Etude de l'étage courant :

- $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$; $G = 5.38 \text{ KN/m}^2$.

Vérification :

- ♦ $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1.50 \text{ KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 5.38 = 10.76 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- ♦ ($I =$ Constante) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- ♦ Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left(0.8 \leq \frac{420}{350} = 1,2 ; \frac{350}{290} = 1,20 ; \frac{290}{344} = 0.84 \leq 1.25 \right) \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- ♦ La fissuration est peu préjudiciable.

Tous les condition sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

- α : coefficient traduisant l'importance $\Rightarrow \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.50+5.38} = 0.22$
- $1 + 0,3 \alpha = 1 + (0,3 \times 0,22) = 1,066$
- $\frac{1.2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0,3 \times 0,22)}{2} = 0,633$
- $\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} = 0,533.$

1) Type(01) : plancher repose sur (3) appuis.

\Rightarrow **E.L.U :** $Pu_{EC} = 6.18 \text{ KN/ml}$

1-Les moments En Travée :

Les moments	A-B	B-C
M_0 (KN.m)	13.62	9.46
M_t (KN.m)	8.98	6.24

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C
M_a (KN.m)	0.2 M_0	0.6 M_0	0.2 M_0
	2.724	8.172	1.892

3- L'effort tranchant : La méthode RDM

travée	AB	BC
T_d (KN)	-11.68	-12.60
T_g (KN)	14.275	9.021

- Diagramme à ELU : Plancher étage courant :

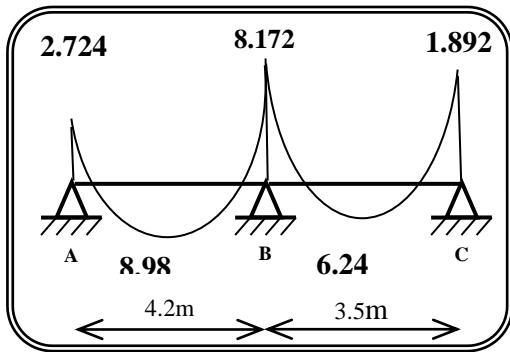


Fig.III.23. Diagramme de moment ELU

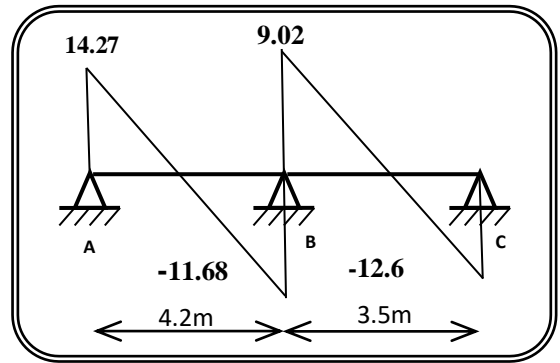


Fig.III.24. Diagramme de l'effort tranchant ELU

ELS: $P_{SEC} = 4.472 \text{ KN/ml}$

1-Les moments En Travée :

Les moments	A-B	B-C
M_0 (KN.m)	9.86	6.84
M_t (KN.m)	6.50	4.51

2-Les moments sur Appuis :

	A	B	C
M_a (KN.m)	$0.2 M_0$	$0.6 M_0$	$0.2 M_0$
	1.972	5.916	1.368

3- L'effort tranchant: La méthode RDM

Tableau représentatif :

travée	AB	BC
T_d (KN)	-8.45	-9.125
T_g (KN)	10.33	6.536

- Diagramme à ELS : Plancher étage courant

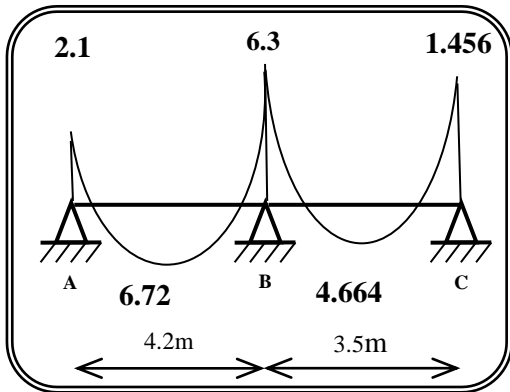


Fig.III.25. Diagramme de moment ELU

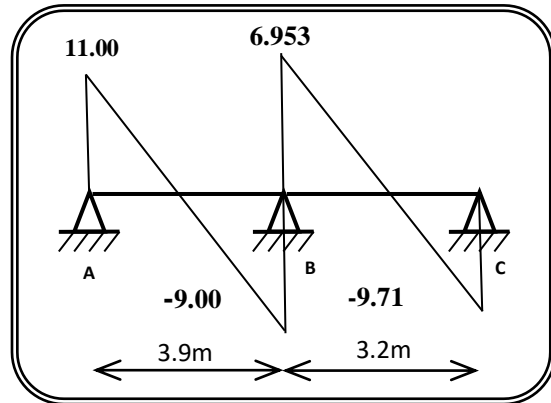


Fig.III.26. Diagramme de l'effort tranchant ELU

2) Type(02) : plancher repose sur (4) appuis.

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis :

⇒ E.L.U : $P_{uEC} = 6.18 \text{ KN/ml}$

Ma	A	B	C	D
Type	2.724	4.73	4.73	1.298

⇒ ELS : $P_{SEC} = 4.472 \text{ KN/ml}$.

Ma	A	B	C	D
Type	1.972	3.42	3.42	1

Tableau récapitulatif pour Les moments en travées : ELU :

Travée	A-B	B-C	C-D
L(m)	4,2	3.5	2.9
Pu(N)	6.18	6.18	6.18
M0(N.M)	13.62	9.46	6.49
Mg(N.M)	2.724	4.73	4.73
Md(N.M)	4.73	4.73	1.298
Mt(N.M)	9.80	5.85	4.76
Tg(N)	14.984	10.815	5.54
Td(N)	-10.972	-10.815	-12.39

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

ELS: $P_{SEC} = 4.472 \text{ KN/ml.}$

Travée	A-B	B-C	C-D
L(m)	4.2	3.5	2.9
P_{SEC} (KN)	4.472	4.472	4.472
M_0 (kN.M)	9.86	6.84	4.70
M_g (kN.M)	1.972	3.42	3.42
M_d (kN.M)	3.42	3.42	1
M_t (kN.M)	7.09	4.24	3.384
T_g (kN)	9.735	7.826	5.65
T_d (kN)	-9.04	-7.826	-7.32

3) Type 3 : plancher repose sur (8) appuis.

- $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$; $G = 5.38 \text{ KN/m}^2$.

Vérification :

- ♦ $Q \leq 2G \Rightarrow (Q = 1.50 \text{ KN/m}^2) \leq (2 \times G) = 2 \times 5.38 = 10.76 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ (Condition vérifiée).
- ♦ ($I =$ Constante) les moments d'inertie dans les différentes travées.
- ♦ Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left(0.8 \leq \frac{420}{350} = 1.2 ; \frac{350}{290} = 1.20 ; \frac{290}{344} = 0.84 \leq 1.25 \right) \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- ♦ La fissuration est peu préjudiciable.

Tous les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

- α : coefficient traduisant l'importance $\Rightarrow \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.50+5.38} = 0.22$
- $1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1.066$
- $\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.22)}{2} = 0.633$
- $\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.22)}{2} = 0.533.$

Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

⇒ **E.L.U :** $P_{uEC} = 6.18 \text{ KN/ml}$

Ma	A	B	C	D	E	F	G	H
Type	2.724	4.73	2.596	3.656	3.656	2.596	4.73	2.724

⇒ **ELS:** $P_{sEC} = 4.472 \text{ KN/ml.}$

Ma	A	B	C	D	E	F	G	H
Type	1.972	3.42	1.88	2.644	2.644	1.88	3.42	1.972

Tableau récapitulatif pour les moments en travées :

ELU :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L(m)	4.2	3.5	2.9	3.44	2.9	3.5	4.2
Pu(KN)	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18
M0(KN.M)	13.62	9.46	6.49	9.14	6.49	9.46	13.62
Mg(KN.M)	2.754	4.73	2.596	3.656	2.596	4.73	6.81
Md(KN.M)	4.73	2.596	3.656	2.596	4.73	2.724	2.724
Mt(KN.M)	9.81	5.86	4.35	6.12	4.35	5.86	9.81
Tg(KN)	14.954	8.681	10.02	9.569	11.09	8.809	8.892
Td(KN)	-11.002	-12.949	-7.9	-11.689	-6.826	-12.82	-17.06

⇒ **ELS:** $P_{sEC} = 4.472 \text{ KN/ml.}$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L(m)	4,2	3.5	2.9	3.44	2.9	3.5	4.2
Ps(KN)	4.472	4.472	4.472	4.472	4.472	4.472	4.472
M0 (kN.M)	9.86	6.84	4.70	6.61	4.70	6.84	9.86
Mg(KN.M)	1.972	3.42	1.88	2.644	1.88	3.42	4.93
Md(KN.M)	3.42	1.88	2.644	1.88	3.42	1.972	1.972
Mt(KN.M)	7.09	4.241	3.149	4.43	3.149	4.241	7.09
Tg(KN)	9.735	7.386	6.866	7.471	7.014	7.416	8.691
Td(KN)	-9.047	-8.266	-6.102	-7.913	-5.95	-8.23	-10.09

Résumé des résultats :

		Les types	M_a max	M_t max	T max
Terrasse	ELU	Type 1	8.622	9.196	15.06
		Type 2	5.025	10.05	14.40
		Type 3	4.99	10.059	15.80
	ELS	Type 1	6.3	6.72	11.00
		Type 2	5.25	7.35	10.754
		Type 3	3.645	7.35	11.54
Etage courant	ELU	Type 1	8.172	8.98	14.172
		Type 2	4.73	9.80	14.98
		Type 3	4.73	9.81	14.954
	ELS	Type 1	5.196	6.5	10.33
		Type 2	3.42	7.09	9.735
		Type 3	3.42	7.09	9.735

III.6.7. Calcul du Ferrailage :

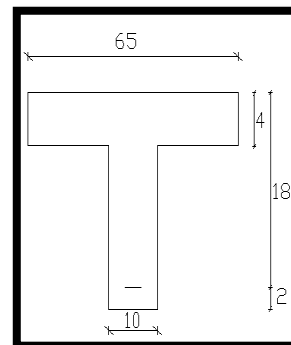
On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant

- Les armatures longitudinales

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

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

Fig.III.26. Section de ferrailage de poutrelle.



A. Plancher Terrasse :

- L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

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

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

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

* Donc on prend $\implies C = 2\text{cm}$.

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \implies d = 18 \text{ cm}$$

\Rightarrow **E.L.U**

• **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est

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

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

$$M_t^{\max} = 10059 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m.}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b b d^2} = \frac{10059}{14,2 \times 65 \times 18^2} = 0,033 < \mu_l = 0,392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,0425$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \implies \beta = 0,983.$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10059}{348 \times 0,983 \times 18} = 1,633 \text{ cm}^2$$

• **En 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	α	β	A (cm ²)
8622	0.028	0,392	0.0362	0.985	1.39

Chapitre III- Calculs des éléments secondaires

⇒ **E. L. S** : D'après le BAEL91 :

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent 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
 \leq

	A	Mu (N.m)	M ser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	1.633	10059	7350	1.36	25	0.43	Condition vérifiée
Sur Appui	1,39	8622	6300	1.36	25	0.43	Condition vérifiée

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1)**

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

En Travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

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

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

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

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

- **Tableau récapitulatif des résultats :** $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A min' (cm ²)	A max (cm ²)	A adop (cm ²)
Travée	1.633	1.41	1.30	1.633	2HA12= 2.26
Appuis	1.39	0.22	0.20	1.39	2HA10 = 1.57

B. Plancher Étage Courant

⇒ E. L. U

	M_u (N.m)	μ	μl	α	β	A_{calcul} (cm ²)
Travée	9810	0.032	0.392	0.0425	0.983	1.59
Appuis	8172	0.027	0.392	0.037	0.985	1.32

⇒ E. L. S

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α_l	Condition
Travée	0.0425	9810	7090	1.383	0.44	Condition vérifiée
Appuis	0.037	8172	5196	1.57	0.44	Condition vérifiée

Pour les poutrelles de terrasse et de l'étage courant on adopte :

Travée → 2HA12 → $A_{st1}=2.26 \text{ cm}^2$

Appuis → 2HA12 → $A_{st2}=2.26 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (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.

$$\tau_u = \frac{15800}{100 \times 180} = 0.877 \text{ MPa.} \quad *$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.877 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Diamètre minimale Φt : BAEL91 (A.7.2, 2)**

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

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \implies \phi_t \leq \min(5,71; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6mm$ de nuance **FeE235** BAEL91 (art. A.6.1, 252)

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57cm^2.$$

❖ **L'espaceurment S_t :** BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{ cm}) = 16,20\text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90\text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - k \cdot 0,3 f_{t28})} = 73.18\text{ cm} \dots\dots k = 1 \rightarrow \text{flexion simple (BAEL91 (A.5.1, 23))}$$

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

$$S_t \leq \min(16.2 ; 32.90 ; 73.18)$$

On dispose nos armatures transversales avec un espaceurment de 15 cm .

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:** BAEL91 (A.5.1.31)

1-Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que :

$$L'on\ a : V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

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

$$V_u = 15800\text{ N}$$

$$0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0,267 \times 16,20 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135\text{ N}$$

$$V_u = 15800\text{ N} < 108135\text{ N} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$A = 2.26cm^2 = 226mm^2$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{15800}{400} = 45.42\text{ mm}^2$$

$$A = 226\text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 45.42\text{ mm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **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:

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

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc : : $L_n=65\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$.

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On adapte $5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$.

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$.

Donc on choisi un treilli soudé TS Ø5 (20×30) cm²

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

1/ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0,047 \geq 0,0444 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

2/ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0,047 \geq 0,046 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

3/ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

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

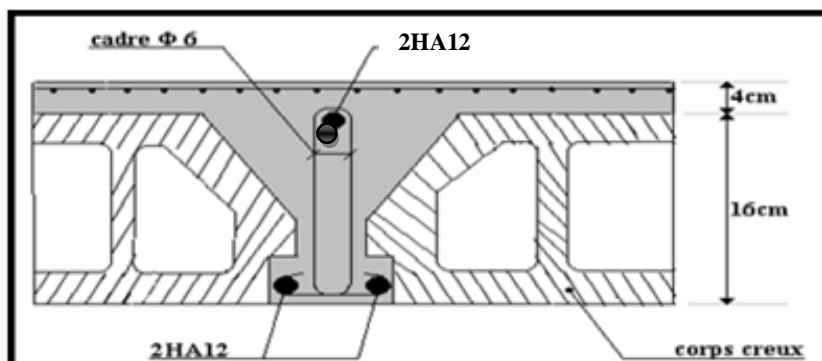


Fig.III.27. Ferrailage du plancher.

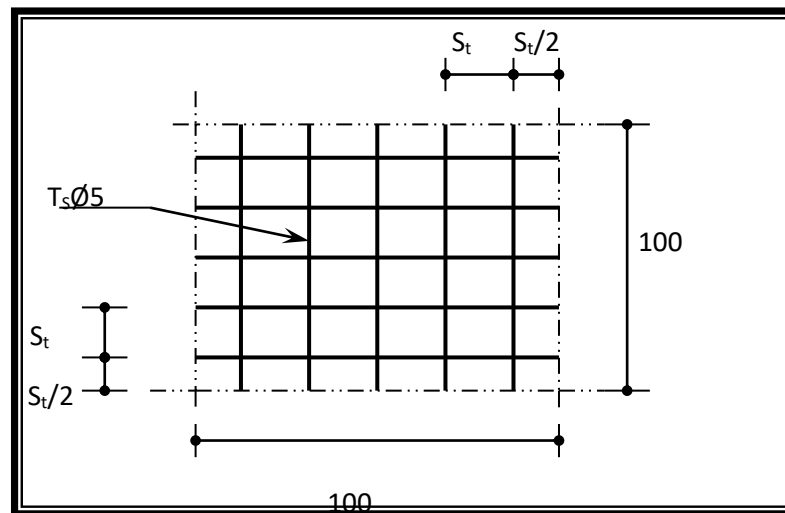


Fig .III.28. Disposition des armatures de la dalle de compression

Chapitre IV :



Etude dynamique

Chapitre IV : étude dynamique.

IV.1. Introduction

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifiée selon les règles parasismique algériennes RPA99 (Art. 4.1.1).

IV.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

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.

Le but d'étude dynamique (méthode dynamique) :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ROBOT Structural analyses Professional** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3.1. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'ALGER donc en Zone **III**.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **Très meuble** catégorie **S4**.

Remarque :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le **RPA99** (pas de régularité en plan **3.5.1.a1**) et selon l'article **4.1.2.b** (Zone III et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.2.Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_{a/g} = \begin{cases} 1,25 A [1+(T/T_1) \times (2.5\eta(Q/R)-1)] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1.25A) \times (Q/R) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1.25A) \times (Q/R) \times (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1.25A)Q/R(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3}Q/R & \dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

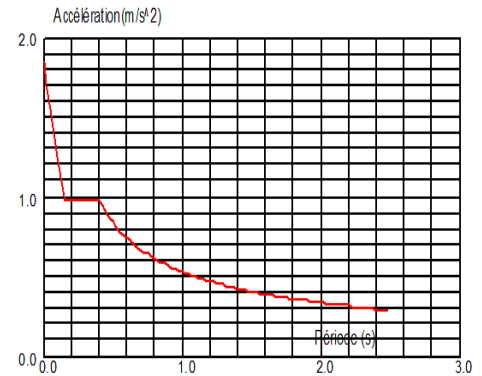


Fig .IV.1: Courbe de spectre de réponse.

- A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)
- η** : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%).

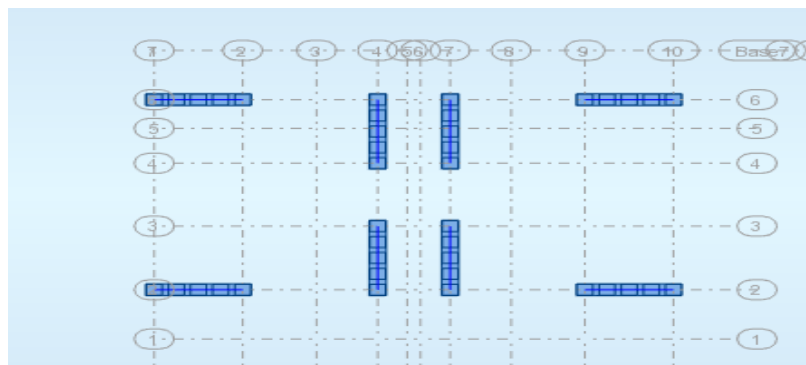
$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$
- ξ** : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)
- R** : Coefficient de comportement de la structure RPA99 (tableau 4.3)
- T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA(tableau 4.7)
- Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Alors dans notre cas : (tableau 4.2) (page : 46).

On prend : $\xi = 7 \longrightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$

IV.4.Représentations des résultats et l'analyse de la méthode modale spectrale : Analyse de la structure :

Première variante : d'après l'analyse automatique du robot, on trouve les résultats suivant :



Première disposition des voiles.

Chapitre IV –étude sismique

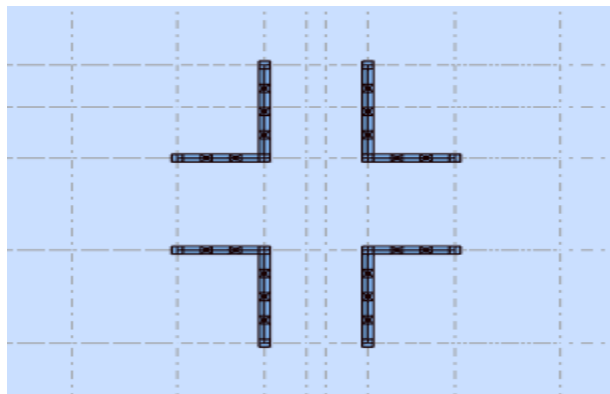
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
6/ 1	1,35	0,74	0,65	0,00	0,0	0,65	0,00
6/ 2	1,49	0,67	0,68	70,20	0,0	0,03	70,20
6/ 3	1,50	0,67	70,65	70,23	0,0	69,96	0,03
6/ 4	4,77	0,21	70,77	70,23	0,0	0,12	0,00
6/ 5	5,71	0,18	70,81	86,95	0,0	0,04	16,71
6/ 6	5,74	0,17	87,08	86,99	0,0	16,27	0,04
6/ 7	9,23	0,11	87,11	86,99	0,0	0,03	0,00
6/ 8	10,71	0,09	87,11	92,32	0,0	0,00	5,33
6/ 9	11,91	0,08	93,23	92,32	0,0	6,11	0,00
6/ 10	13,29	0,08	93,23	92,32	0,0	0,01	0,00

Tableau.IV.1.Périodes et factures da participation massique modale (Première variante).

- Le mode 1: c'est un mode de torsion
- Le mode 2: c'est un mode de torsion avec la translation selon Y
- Le mode 3: c'est un mode de torsion avec la translation selon X

A partir de ces résultats précédentes, nous remarquons que la structure est instable .

Deuxième variante l'analyse automatique du robot on trouve les résultats suivant



Deuxième disposition des voiles

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
6/ 1	1,15	0,87	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00
6/ 2	1,44	0,69	72,53	0,00	0,0	72,53	0,00
6/ 3	1,61	0,62	72,53	69,97	0,0	0,00	69,97
6/ 4	3,68	0,27	72,54	69,97	0,0	0,01	0,00
6/ 5	5,14	0,19	87,62	69,97	0,0	15,08	0,00
6/ 6	6,17	0,16	87,62	87,59	0,0	0,00	17,62
6/ 7	6,71	0,15	87,63	87,59	0,0	0,01	0,00
6/ 8	9,96	0,10	87,63	87,59	0,0	0,00	0,00
6/ 9	10,25	0,10	93,25	87,59	0,0	5,62	0,00
6/ 10	10,87	0,09	93,25	92,31	0,0	0,00	4,72

Tableau.IV.2.Périodes et factures da participation massique modale (Deuxième variante).

Interprétation :

1. Le mode 1: c'est un mode torsion.
2. Le mode 2 :c'est un mode de torsion avec la translation selon x.

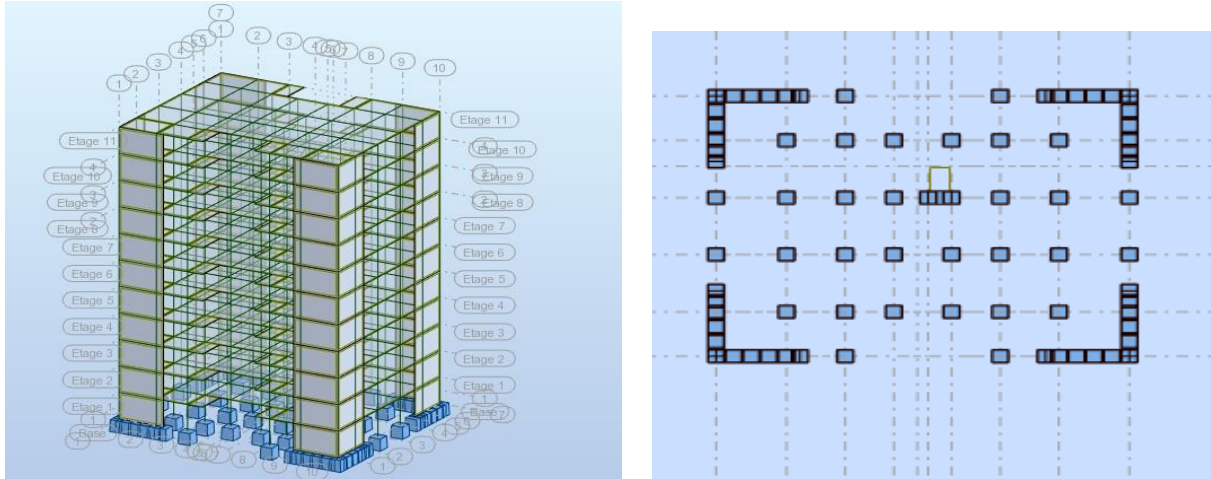
Chapitre IV –étude sismique

3. Le mode 3: c'est un mode de torsion avec la translation selon Y.

A partir de ces résultats précédentes, nous remarquons que la structure est instable.

Troisième variante (final)

Donc on propose une autre fois la variation du disposition des voiles et on augmente la section des poteaux, les voiles.



- **Périodes et facteurs de participation massique modale**

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	
1	0,60	0,00	70,95	0,00	70,95	Trans.y
2	0,58	70,59	0,00	70,59	70,96	Trans.x
3	0,34	0,01	0,00	70,59	70,96	Torsion
4	0,17	0,00	16,21	70,59	87,16	/
5	0,16	17,40	0,00	87,99	87,16	/
6	0,10	0,00	5,22	87,99	92,39	/
7	0,09	0,13	0,00	88,12	92,39	/
8	0,09	5,20	0,00	93,32	92,39	/
9	0,07	0,00	2,37	93,32	94,75	/
10	0,07	2,32	0,00	95,64	94,76	/

Tableau .IV.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale T_y (dyn)= 0,60s.
- La période fondamentale T_x (dyn)= 0,58 s.

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (33,66^{\frac{3}{4}}) = 0,69 \text{ sec}$. estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{24,94}} = 0,61 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{20,18}} = 0,67 \text{ sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,67 = 0,88 > T_y (\text{dyn}) = 0,60 \implies$ la condition est vérifiée.

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,61 = 0,79 > T_x (\text{dyn}) = 0,58 \implies$ la condition est vérifiée.

Interprétation :

- on constate qu'il faut 8 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 translation selon l'axe Y avec 70.95% de participation de masse modale.
- le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe X avec 70.59% de participation de masse modale.
- le 3^{eme} mode est mode torsion pure.

Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

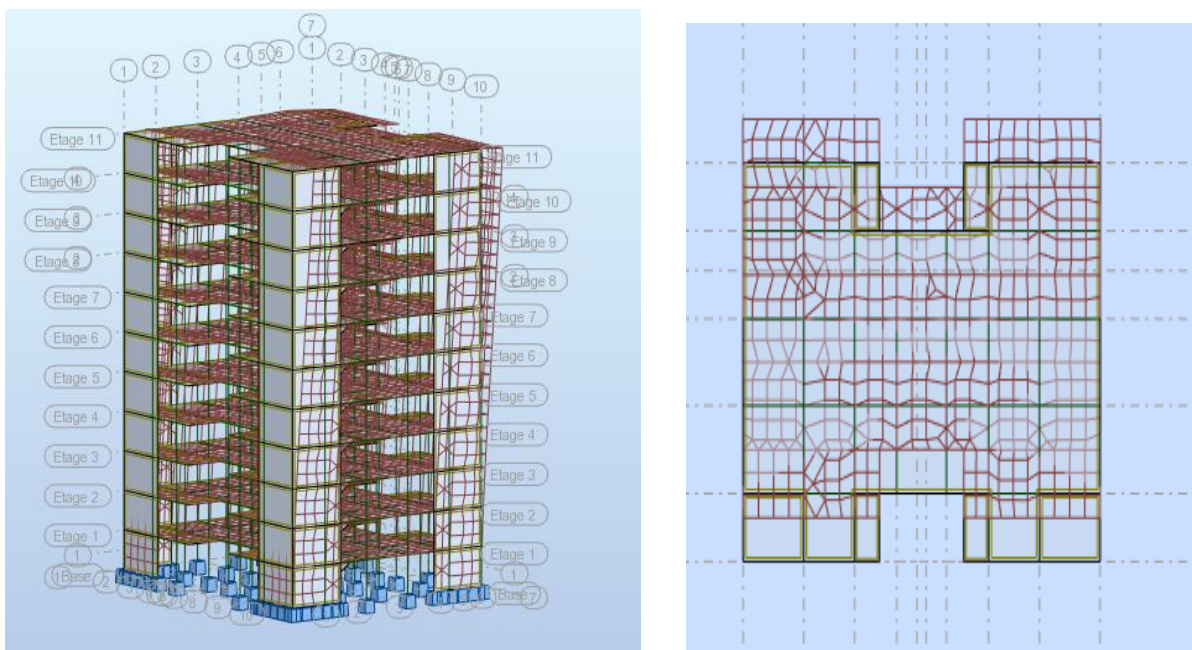


Fig.IV.2 : Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0,60)

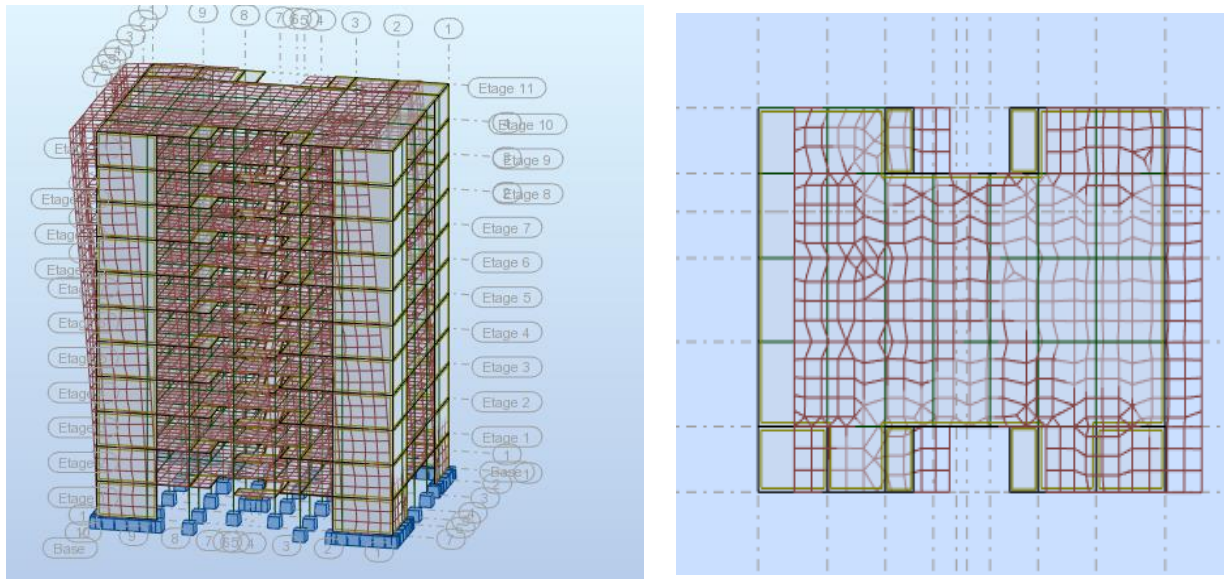


Fig.IV.3: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T2=0,58 s)

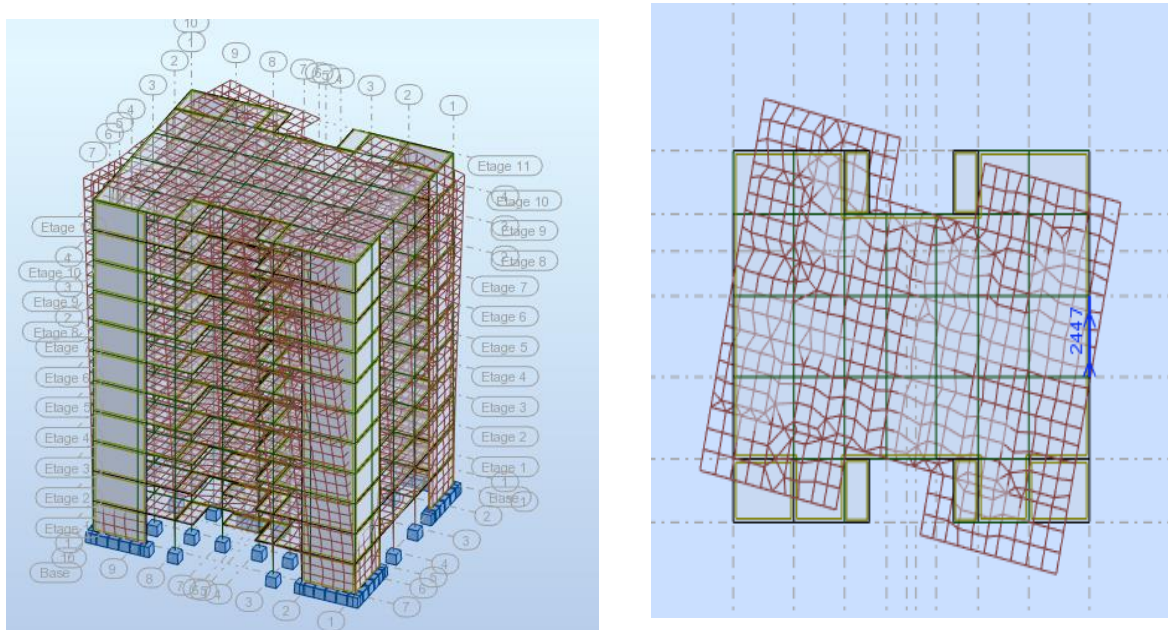


Fig.IV.4: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0,34s)

Chapitre IV –étude sismique

Distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
552,882	145,432	553,046	174,550	-4589,694	-743,363

Tableau .IV.4 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_{x \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{145,432}{552,882} = 26.30 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{y \text{ poteau}}}{F_{y \text{ total}}} = \frac{174,550}{553,046} = 31.56 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{z \text{ voile}}}{F_{z \text{ total}}} = \frac{-743,363}{-4589,694} = 16.19 \% \leq 20 \%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

IV.5. Calcul de l'action sismique:

Méthode statique équivalente :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8 v$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0,8v/v_t$ (RPA 99, version 2003.4.3.6).

Chapitre IV –étude sismique

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

Notation :

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donne par le RPA (TAB.4.1).

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	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

ZONE III, groupe 2 \Rightarrow A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de

Correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par

le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site très meuble S₄) : **T₂(S₄) = 0.7sec**

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure **T.A.B.4.2. R.P.A 99 :**

Chapitre IV –étude sismique

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

$$\rightarrow \xi = 7 \%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,882 \geq 0,7$$

$$\eta = 0,882$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, 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 derniers niveaux (N). $H_N = 33.66$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31 $\Rightarrow C_T = 0,050$

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

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (33.66)^{3/4} = 0.698 \text{ s}$$

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

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

$$T_x = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{24.94}} = 0,61 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{20.18}} = 0,67 \text{ sec}$$

Sens longitudinal : $T_x = 0,61$ s ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)

Sens transversal : $T_y = 0,67$ s ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

Chapitre IV –étude sismique

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,7}{0,61}\right)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,7}{0,67}\right)^{2/3} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 2.42 \\ D_y = 2.27 \end{cases}$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ R = 5.

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

Critère q »	P _q		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	observé
2. Redondance en plan	0	0,05	observé
3. Régularité en plan	0	0,05	N. observé
4. Régularité en élévation	0	0,05	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	N. observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	N. observé

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.2**

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99) ; W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ; **W_{Qi}** : la charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation ⇒ β = 0.20

Chapitre IV –étude sismique

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$, Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum W_i = 4589,69(T)$.

Alors : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Tableau récapitulatif :

Sens	A	D	R	Q	W()	Vdyn(t)	Vst (T)	0,8Vst
Longitudinale (X-X)	0,25	2,42	5	1,2	4589,69	552,882	666,423	533,1384
Transversale (Y-Y)	0,25	2,27	5	1,2	4589,69	553,046	625,1158	500,0926

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow condition vérifiée

IV.6. Distribution de la résultante des forces 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:(art 4.2.5RPA99).

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

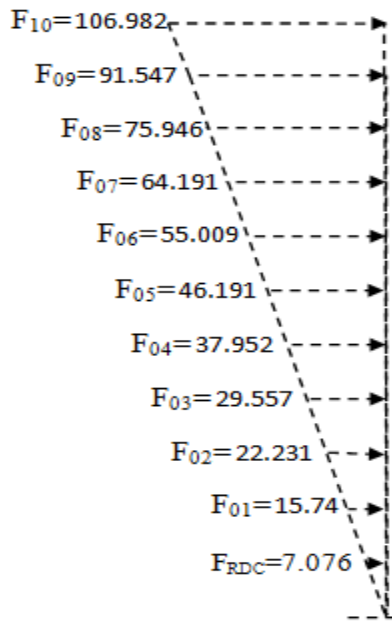
h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

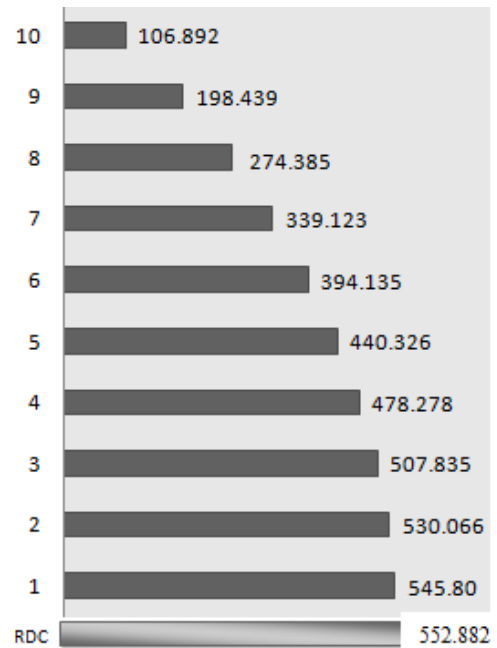
$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i; j

Chapitre IV –étude sismique

Sens X :

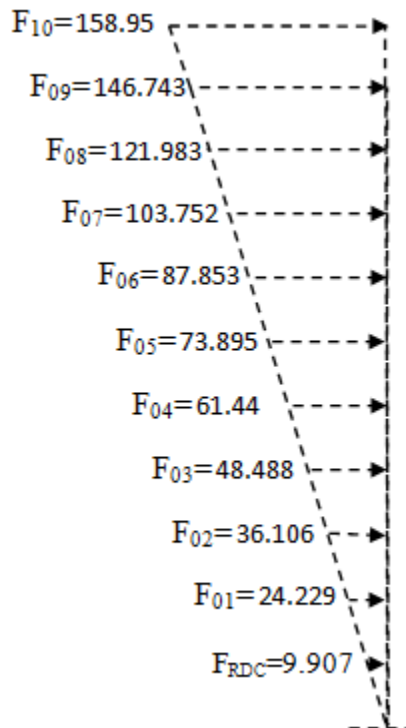


Force sismique [T]

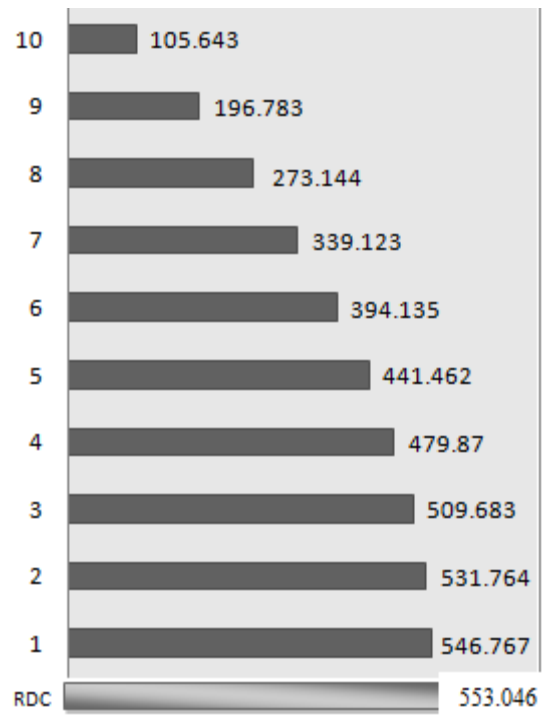


Effort tranchant [T]

Sens Y :



Force sismique [T]



Effort tranchant [T]

IV.7. Vérification des déplacements :

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 au moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal a chaque niveau (K) de la structure est calculer comme suite :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \text{ (RPA 99 :4-19)}$$

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ (RPA99 :4-20).}$$

Le déplacement relatif admissible : $\Delta_K = 1\% \cdot h_e = 3.06 \text{ cm étage courant} + \text{RDC}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

Tableau des résultats

Etage	$\delta_{Kx}(\text{cm})$	$\Delta x_{(\text{cm})} = \delta_K - \delta_{K-1}$	$\delta_{Ky}(\text{cm})$	$\Delta y_{(\text{cm})} = \delta_K - \delta_{K-1}$
RDC	0,3	0,3	0,3	0,3
1	1	0,6	1	0,7
2	1,7	0,8	1,9	0,9
3	2,7	0,9	2,9	1,0
4	3,7	1	4	1,1
5	4,7	1,1	5,2	1,1
6	5,8	1,1	6,3	1,1
7	6,9	1,1	7,4	1,1
8	7,9	1	8,5	1,1
9	8,9	1	9,5	1,0
10	9,7	0,8	10,3	0,8

Tableau .IV.5 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Donc : $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{\text{RDC}}$ sont inférieurs à $\Delta_{\text{adm}} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306\text{m} = 3.06\text{cm}$.

Les déplacements relatifs Δ_K sont vérifiés.

IV.8. Caractéristique géométrique et massique de la structure :

IV .8.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

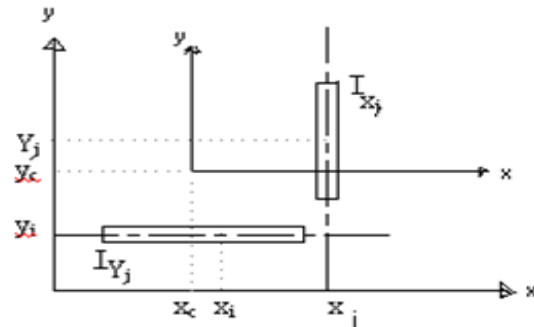
$$\mathbf{X}_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad \mathbf{Y}_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

- ◆ M_i : Masse de l'élément considéré.
- ◆ X_i : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox).
- ◆ Y_i : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

IV .8.2. Centre de gravité des rigidités : (par logicielle ROBOT)

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$



	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
1	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
2	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
3	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
4	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
5	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
6	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
7	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
8	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
9	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96
10	4589,69	12,32	10,36	12,32	9,96

Tableau .IV.6 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (*théorique*) : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

1-L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le **RPA99/version2003** (art 4.3.7) préconise quand il est procédé à une analyse tridimensionnelle, de prendre en plus de l'**excentricité théorique** calculée, une **excentricité accidentelle (additionnelle)** égale à $\pm 5\% L$.

L : la plus grande dimension du bâtiment a chaque niveau considéré

-L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA 99 à : $\pm 5\% L$.

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$\rightarrow e_{ax} = 0.05 L_x \quad \text{avec : } L_x = 24.94 \text{ m} \quad e_{x0} = 0.00 \text{ m}$$

$$\rightarrow e_{ay} = 0.05 L_y \quad \text{avec : } L_y = 20.18 \text{ m} \quad e_{y0} = 0.40 \text{ m}$$

Chapitre IV –étude sismique

L'excentricité à prendre dans le calcul :

→ $e_x = 1.247 \text{ m}$

→ $e_y = 1.009 \text{ m}$

Le tableau suivant résume les résultats : toutes ces caractéristiques géométriques et massiques sont calculées par logiciel **ROBOT**.

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	lx [tm2]	ly [tm2]	lz [tm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
5/ 1	Etage 1	414,64	12,32 10,36 1,53	12,32 9,96 2,32	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 2	Etage 2	414,64	12,32 10,36 4,59	12,32 9,96 5,38	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 3	Etage 3	414,64	12,32 10,36 7,65	12,32 9,96 8,44	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 4	Etage 4	414,64	12,32 10,36 10,71	12,32 9,96 11,50	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 5	Etage 5	414,64	12,32 10,36 13,77	12,32 9,96 14,56	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 6	Etage 6	414,64	12,32 10,36 16,83	12,32 9,96 17,62	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 7	Etage 7	414,64	12,32 10,36 19,89	12,32 9,96 20,68	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 8	Etage 8	414,64	12,32 10,36 22,95	12,32 9,96 23,74	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 9	Etage 9	414,64	12,32 10,36 26,01	12,32 9,96 26,80	14153,43	23263,52	37416,95	0,00	0,40
5/ 10	Etage 10	414,64	12,32 10,36 29,07	12,32 9,96 29,86	14153,40	23263,45	37416,85	0,00	0,40
5/ 11	Etage 11	443,29	12,32 10,24 32,13	12,32 9,94 32,93	15158,85	25218,47	40377,31	0,00	0,30

IV.9. Justification de l'effort P-Δ : : RPA99-v2003 (Art:5.9)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

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

Chapitre IV –étude sismique

- Sens Longitudinal :

Etage	W _t (T)	Δx	V _x (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	4589,69	0,3	552,882	3,06	0,008139	Vérifiée
1	4175,05	0,6	545,806	3,06	0,014999	vérifiée
2	3760,41	0,8	530,066	3,06	0,018547	vérifiée
3	3345,77	0,9	507,835	3,06	0,019377	vérifiée
4	2931,13	1	478,278	3,06	0,020028	vérifiée
5	2516,49	1,1	440,326	3,06	0,020544	vérifiée
6	2101,85	1,1	394,135	3,06	0,01917	vérifiée
7	1687,21	1,1	339,126	3,06	0,017885	vérifiée
8	1272,57	1	274,385	3,06	0,015157	vérifiée
9	857,93	1	198,439	3,06	0,014129	vérifiée
10	414,64	0,8	106,892	3,06	0,010141	vérifiée

Tableau. IV. 7: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal.

- Sens Transversal :

Etage	W _t (T)	Δy	V _y (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	4589,69	0,3	553,046	3,06	0,008136	Vérifiée
1	4175,05	0,7	546,767	3,06	0,017468	vérifiée
2	3760,41	0,9	531,764	3,06	0,020799	vérifiée
3	3345,77	1	509,683	3,06	0,021452	vérifiée
4	2931,13	1,1	479,87	3,06	0,021957	vérifiée
5	2516,49	1,1	441,462	3,06	0,020491	vérifiée
6	2101,85	1,1	394,622	3,06	0,019147	vérifiée
7	1687,21	1,1	338,745	3,06	0,017905	vérifiée
8	1272,57	1,1	273,144	3,06	0,016748	vérifiée
9	857,93	1	196,783	3,06	0,014248	vérifiée
10	414,64	0,8	105,643	3,06	0,010261	vérifiée

Tableau IV.8: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal.

IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales. $\Rightarrow M_r = \sum F_i \times h_i$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales. $\Rightarrow M_s = W \times \frac{L}{2}$

W : le poids total de la structure

Chapitre IV –étude sismique

- Sens longitudinal:

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	7,076	3,06	21,65256
1	15,74	6,12	96,3288
2	22,231	9,18	204,0806
3	29,557	12,24	361,7777
4	37,952	15,3	580,6656
5	46,191	18,36	848,0668
6	55,009	21,42	1178,293
7	64,741	24,48	1584,86
8	75,946	27,54	2091,553
9	91,547	30,6	2801,338
10	106,892	33,66	3597,985

Tableau. IV.9: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X).

Vérifications:

$$M_S = 4589,69 \times \left(\frac{24,94}{2}\right) = 57233,43 \text{ T.m}$$

$$M_r = 13366,6 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 4,2818 > 1,5 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

- Sens transversal :

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	9,907	3,06	30,31542
1	24,229	6,12	148,2815
2	36,106	9,18	331,4531
3	48,488	12,24	593,4931
4	61,44	15,3	940,032
5	73,895	18,36	1356,712
6	87,853	21,42	1881,811
7	103,752	24,48	2539,849
8	121,983	27,54	3359,412
9	146,743	30,6	4490,336
10	158,95	33,66	5350,257

Tableau. IV.10: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Vérifications:

$$M_S = 4589,69 \times \left(\frac{20,18}{2}\right) = 46309,97 \text{ T.m}$$

$$M_r = 21021,9521 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 2.20 > 1,5 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement .

- Les dimensions définitives sont :

1-Poutres principales : 30x45 cm

2-Poutres secondaires : 30x40 cm

3-Epaisseur du voile : $e = 17$ cm

4- section de poteaux 50 x 60 cm

Ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certaines voiles.

IV.11. Conclusion :

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre.

Chapitre V :

Etude du vent

Chapitre V : Etude du vent.

V.1.Introduction :

Scientifiquement le vent est un phénomène naturelle résulte de la mouvement de l'aire du zone a eu une pression élevé au zone à faible pression.

Il imprime sur les structures des actions extérieurs (compressions et tractions) et intérieurs (suppressions et dépressions) agissant normalement aux parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendant de :

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

V.2. Application de RNV 99 :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur inférieure à 200mm

Donc : Pour notre étude on a bâtiments à usage d'habitation.

Vérification de la stabilité d'ensemble :

Les Caractéristiques de notre ouvrage sont présentées comme suit :

- *Le projet implante dans la willaya d'Alger* \longrightarrow Zone I (annexe -1 : RNV99).
- $q_{ref} = 375N/m^2$ \longrightarrow (tableau 2.3 : RNV99).
- *Catégorie terrain (IV)* \longrightarrow (tableau 2.4 : RNV99).

Avec :

- C_t : Coefficient de topographie.
- K_t : Facteur de terrain.
- $Z_{min} (m)$: Hauteur minimale.
- $Z (m)$: Hauteur considérée.
- $Z_0(m)$: Paramètre de rugosité.
- $q_{ref} (N/m^2)$: La pression de référence.
- ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient « C_d ».

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau V.1. Pression dynamique de référence

• **Détermination de K_t , C_t :**

Pour K_t :

Nous avons la catégorie de terrain IV c'est une zone urbaine dont de 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m.

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau V.2. Catégories de terrain.

K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
0.24	1	16	0.46

- ✓ Site plate (tableau 2.5 : RNV99) $\implies C_t = 1$
- ✓ Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire.

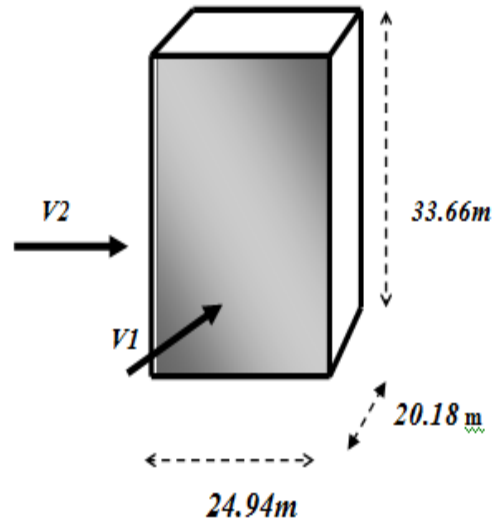
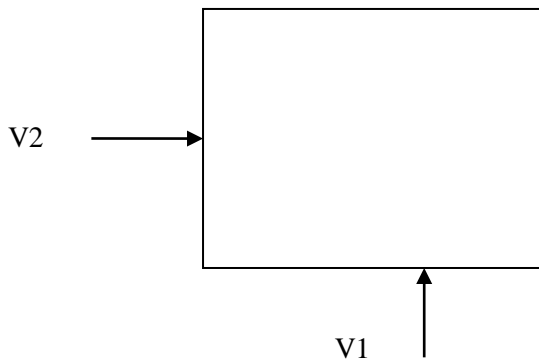


Figure.1: Forme de structure à étudier.

Choix du sens du vent : (chap 02 - § 1.1.1 : RNV99).



V.2.1. Coefficient dynamique C_d :

D'après la figure 3.1. RNV99 (par interpolation).

La structure du bâtiment étant en béton armé , on utilise RNV99 qui nous donne pour :

$$\begin{array}{l}
 V_1 \longrightarrow C_d = 0.95 \text{ m} \\
 V_2 \longrightarrow C_d = 0.94 \text{ m}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 h = 33.66 \text{ m} ; b = 24.94 \text{ m} \\
 h = 33.66 \text{ m} ; b = 20.18 \text{ m}
 \end{array} \right\}$$

$C_d < 1.2$: la structure est peut sensible aux excitations dynamiques.

V.2.2. Détermination de la pression dynamique (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

→ *1^{er} sens*

Evaluation de la pression due au vent (q) : (chap 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) : (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z) \quad \text{— pour une structure permanente.}$$

Evaluation de $C_e(Z)$: (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

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

- **Calcul du coefficient de rugosité $C_r(Z)$: (chap 02 - § 4.2 : RNV99).**

Jusqu'au 5^{ème} niveau nous avons :

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z_{min}}{Z_o} \right) \quad ; \quad \text{pour : } Z \leq Z_{min} = 16 \text{ m}$$

Au delà du 5^{ème} niveau nous avons :

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad ; \quad \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

<i>Z_j (m)</i>	<i>C_r</i>	<i>C_e</i>	<i>Q_{dyn} (N/m²)</i>
1.53	0.665	1.561	585.37
4.59	0.665	1.561	585.37
7.86	0.665	1.561	585.37
11.80	0.665	1.561	585.37
15.73	0.665	1.561	585.37
19.67	0.71	1.696	636
23.604	0.75	1.822	683.25
27.538	0.79	1.951	731.625
31.472	0.827	2.07	776.25
35.406	0.85	2.15	806.25

Evaluation de la pression extérieure (C_{pe}) : (chap 05 - § .1 : RNV99).

- **Parois verticales :**

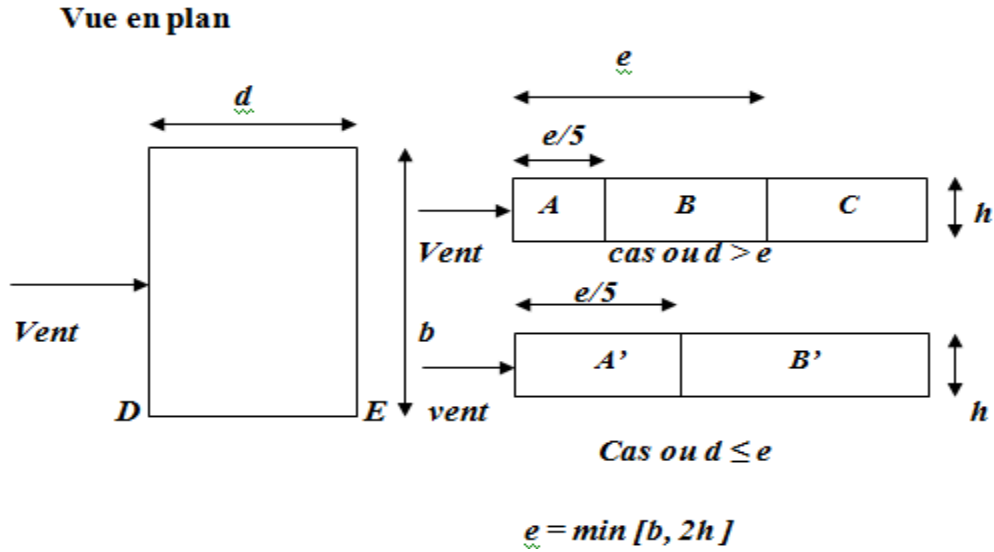


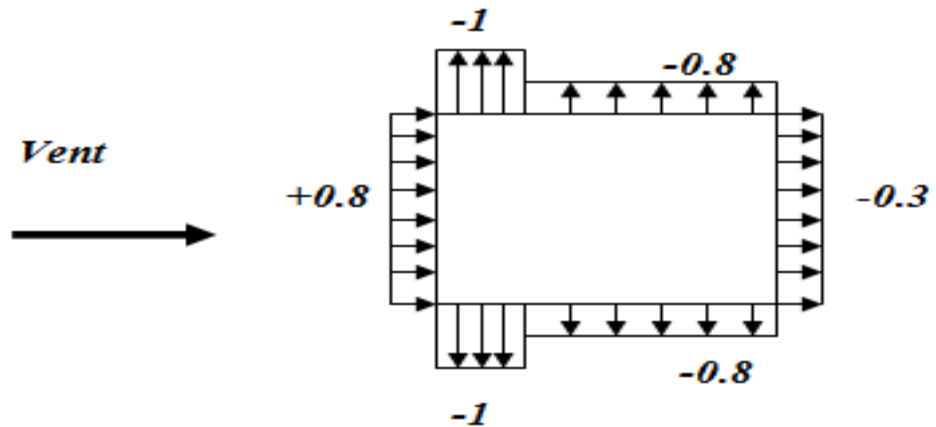
Figure V.2: Repartition des zones de pression extérieure sur les parois.

$e = \min [b , 2h] = \min [24.94 , 2*33.66] \longrightarrow e = 24.94 \text{ m.}$

$d = 20.18 \text{ m} \leq e = 24.94 \text{ m} \longrightarrow A', B'.$

<i>AA'</i>		<i>BB'</i>		<i>D</i>		<i>E</i>	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau V.3: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire.



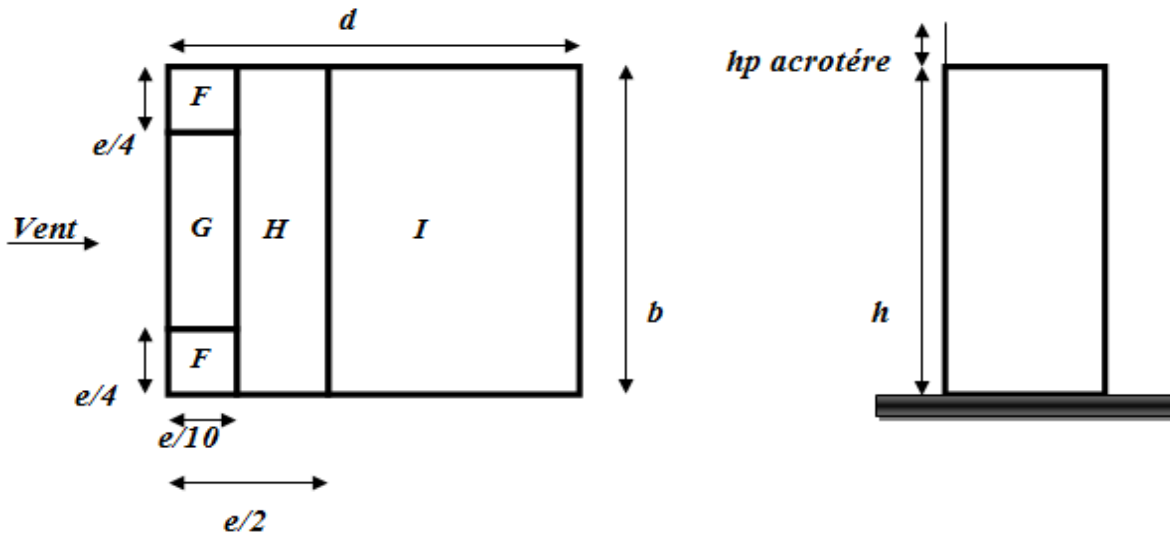


Figure V.3 : Repartition des Zone de pression extérieur sur la toiture.

$$C_{pe}=f(hp/h) : \quad hp/h=0.60/33.66=0.017$$

Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées

$$C_{pi} = 0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

Evaluation de la pression due vent (q) :

	F	G	H	I
C_{pe}	-1.60	-1.1	-0.7	± 0.2

• Parois verticales :

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z)$ (N/m ²)
A'	1.53		-1		585.37	-1000.27
	4.59				585.37	-1000.27
	7.86				585.37	-1000.27
	11.80				585.37	-1000.27
	15.73				585.37	-1000.27
	19.67				636	-1087.56
	23.604				683.25	-1168.35
	27.538				731.625	-1251.07
	31.472				776.25	-1327.38
	35.406				806.25	-1378.875
					1.53	
	4.59			585.37	-889.76	
	7.86			585.37	-889.76	
	11.80			585.37	-889.76	

Chapitre V –étude du vent

B'	15.73	0.95	-0.8	0.8	585.37	-889.76	
	19.67				636	-966.72	
	23.604				683.25	-1038.54	
	27.538				731.625	-1112.07	
	31.472				776.25	-1179.9	
	35.406				806.25	-1225.5	
D	1.53		0.8		0.8	585.37	0
	4.59					585.37	0
	7.86					585.37	0
	11.80					585.37	0
	15.73					585.37	0
	19.67					636	0
	23.604					683.25	0
	27.538					731.625	0
	31.472					776.25	0
	35.406					806.25	0
E	1.53		-0.3		-0.3	585.37	-611.71
	4.59					585.37	-611.71
	7.86	585.37		-611.71			
	11.80	585.37		-611.71			
	15.73	585.37		-611.71			
	19.67	636		-664.62			
	23.604	683.25		-713.99			
	27.538	731.625		-764.54			
	31.472	776.25		-811.18			
	35.406	806.25		-842.53			

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m²)	q(z)(N/m²)	
A'	1.53	0.95	-1	-0.5	585.37	-278.05	
	4.59				585.37	-278.05	
	7.86				585.37	-278.05	
	11.80				585.37	-278.05	
	15.73				585.37	-278.05	
	19.67				636	-302.1	
	23.604				683.25	-324.54	
	27.538				731.625	-347.52	
	31.472				776.25	-368.71	
	35.406				806.25	-382.96	
B'	1.53		-0.8		-0.8	585.37	-166.83
	4.59					585.37	-166.83
	7.86					585.37	-166.83
	11.80					585.37	-166.83
	15.73					585.37	-166.83
	19.67					636	-181.26
	23.604					683.25	-194.72
	27.538					731.625	-208.51
	31.472	776.25		-221.23			
	35.406	806.25		-229.78			
	1.53				585.37	722.93	
	4.59				585.37	722.93	
	7.86				585.37	722.93	

Chapitre V –étude du vent

D	11.80		0.8		585.37	722.93		
	15.73				585.37	722.93		
	19.67				636	785.46		
	23.604				683.25	843.81		
	27.538				731.625	903.55		
	31.472				776.25	958.66		
	35.406				806.25	995.71		
E	1.53				-0.3		585.37	-111.22
	4.59						585.37	-111.22
	7.86						585.37	-111.22
	11.80						585.37	-111.22
	15.73						585.37	-111.22
	19.67						636	-120.84
	23.604						683.25	-129.81
	27.538	731.625		-139.00				
	31.472	776.25		-147.48				
	35.406	806.25		-135.18				

• **Toiture :**

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m²)	q(z) (N/m²) =cd*qdy*(cpe-cpi)
F	35.406	0.95	-1.6	0.8	806.25	-1838.25
G			-1.1			-1455.28
H			-0.7			-1148.90
I			±0.2			-765.93
						-459.56

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m²)	q(z) (N/m²) =cd*qdy*(cpe-cpi)
F	35.406	0.95	-1.6	-0.5	806.25	-842.53
G			-1.1			-459.56
H			-0.7			-153.18
I			±0.2			-229.78
						-536.15

Force de frottement : (chap 02 - § .1.4. : RNV99)

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

• $d/b = 20.18/24.94 = 0.80 < 3 \implies$ condition non vérifié

• $d/h = 20.18 / 33.66 = 0.59 < 3 \implies$ condition non vérifié

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

Chapitre V –étude du vent

Action de l'ensemble : (chap 02 - § .1.4. RNV99).

	Z (m)	q(z) (N/m ²)	surface	R(z) _x (N/m ²)	R(z) _y (N/m ²)
D	1.53	0	76.31	0	0
	4.59	0	76.31	0	0
	7.86	0	76.31	0	0
	11.80	0	76.31	0	0
	15.73	0	76.31	0	0
	19.67	0	76.31	0	0
	23.604	0	76.31	0	0
	27.538	0	76.31	0	0
	31.472	0	76.31	0	0
35.406	0	76.31	0	0	
E	1.53	-611.71	76.31	-46679.5	0
	4.59	-611.71	76.31	-46679.5	0
	7.86	-611.71	76.31	-46679.5	0
	11.80	-611.71	76.31	-46679.5	0
	15.73	-611.71	76.31	-46679.5	0
	19.67	-664.62	76.31	-50717.15	0
	23.604	-713.99	76.31	-54484.5	0
	27.538	-764.54	76.31	-58342.0	0
	31.472	-811.18	76.31	-61901.1	0
35.406	-842.53	76.31	-64293.4	0	
F	35.406	-1838.25	31.10	0	-57169.9
G		-1455.28	31.10	0	-45259.4
H		-1148.90	248.80	0	-285846.3
I		-765.93	192.228	0	-147278.6
<i>total</i>				-523135.65	-535554.2

$$R_x \rightarrow -523135.65 \left[N / m^2 \right]$$

$$R_y \rightarrow -535554.2 \left[N / m^2 \right]$$



$R = 523135.65 N / M^2$

	Z (m)	q(z) (N/m ²)	surface	R(z) _x (N/m ²)	R(z) _y (N/m ²)
D	1.53	722.93	76.31	55166.7	0
	4.59	722.93	76.31	55166.7	0
	7.86	722.93	76.31	55166.7	0
	11.80	722.93	76.31	55166.7	0
	15.73	722.93	76.31	55166.7	0
	19.67	785.46	76.31	59938.4	0
	23.604	843.81	76.31	64391.1	0
	27.538	903.55	76.31	68949.9	0
	31.472	958.66	76.31	73155.3	0
35.406	995.71	76.31	75982.6	0	
	1.53	-111.22	76.31	-856.19	0
	4.59	-111.22	76.31	-856.19	0
	7.86	-111.22	76.31	-856.19	0
	11.80	-111.22	76.31	-856.19	0

Chapitre V –étude du vent

E	15.73	-111.22	76.31	-856.19	0
	19.67	-120.84	76.31	-9221.30	0
	23.604	-129.81	76.31	-9905.8	0
	27.538	-139.00	76.31	-10607.0	0
	31.472	-147.48	76.31	-11254.1	0
	35.406	-135.18	76.31	-10315.5	0
F	35.406	-842.53	31.10	0	-26202.6
G		-459.56	31.10	0	-14292.3
H		-153.18	248.80	0	-38111.1
I		-229.78	192.228	0	-44170.1
		<i>total</i>		562666.15	-122776

$$R_x \quad \longrightarrow \quad -562666.15 \left[N/m^2 \right]$$

$$R_y \quad \longrightarrow \quad -122776 \left[N/m^2 \right]$$



$$R = -122776 \text{ N/ M}^2$$

→ 2 ème sens

<i>Z_j</i> (m)	<i>C_r</i>	<i>C_e</i>	<i>Q_{dyn}</i> (N/m ²)
1.53	0.665	1.561	585.37
4.59	0.665	1.561	585.37
7.86	0.665	1.561	585.37
11.80	0.665	1.561	585.37
15.73	0.665	1.561	585.37
19.67	0.71	1.696	636
23.604	0.75	1.822	683.25
27.538	0.79	1.951	731.625
31.472	0.827	2.07	776.25
35.406	0.85	2.15	806.25

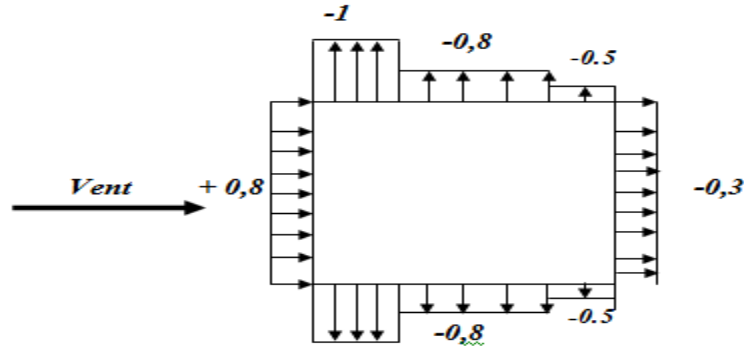
Evaluation de la pression extérieure (*C_{pe}*) : (chap 05 - § .1 : RNV99).

• Parois verticales :

$$e = \min [b , 2h] = \min [20.18 , 2*33.66] \quad \longrightarrow \quad e = 20.18 \text{ m}$$

$$d = 24.94 \text{ m} > e = 20.18 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{A, B, C.}$$

AA'		BB'		C		D		E	
<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>	<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>	<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>	<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>	<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3



- **Tortures:**

$C_{pe}=f(h_p/h)$: $h_p/h=0.60/33.66=0.0178$.

C_{pe}	F	G	H	I
	-1.60	-1.1	-0.7	±0.2

Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

- **Toiture :**

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z)$ (N/m ²)
F	35.406	0.94	-1.60	0.8	806.25	-1818.9
G			-1.1			-1439.96
H			-0.7			-1136.81
I			± 0.2			-757.87
						-454.725

	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z)$ (N/m ²)
F	35.406	0.94	-1.60	-0.5	806.25	-1591.53
G			-1.1			-1212.6
H			-0.7			-909.45
I			± 0.2			-530.51
						-227.36

Evaluation de la pression due vent (q)

- **Parois verticales :**

Chapitre V –étude du vent

	Z (m)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	q _{dyn} (N/m ²)	q(z) (N/m ²)		
A	1.53	0.94	-1	0.8	585.37	-990.44		
	4.59				585.37	--990.44		
	7.86				585.37	--990.44		
	11.80				585.37	--990.44		
	15.73				585.37	--990.44		
	19.67				636	-1076.11		
	23.604				683.25	-1156.05		
	27.538				731.625	-1237.90		
	31.472				776.25	-1313.41		
	35.406				806.25	-1364.17		
B	1.53		-0.8		585.37	-880.39		
	4.59						585.37	-880.39
	7.86						585.37	-880.39
	11.80						585.37	-880.39
	15.73						585.37	-880.39
	19.67						636	-956.54
	23.604						683.25	-1042.64
	27.538						731.625	-1100.36
	31.472						776.25	-1167.48
	35.406						806.25	-1212.6
C	1.53	-0.5	585.37	-880.39				
	4.59				585.37	-880.39		
	7.86				585.37	-880.39		
	11.80				585.37	-880.39		
	15.73				585.37	-880.39		
	19.67				636	-777.19		
	23.604				683.25	-834.93		
	27.538				731.625	-894.04		
	31.472				776.25	-948.57		
	35.406				806.25	-985.237		
D	1.53	0.8	585.37	0				
	4.59				585.37	0		
	7.86				585.37	0		
	11.80				585.37	0		
	15.73				585.37	0		
	19.67				636	0		
	23.604				683.25	0		
	27.538				731.625	0		
	31.472				776.25	0		
	35.406				806.25	0		
E	1.53	-0.3	585.37	-605.27				
	4.59				585.37	-605.27		
	7.86				585.37	-605.27		
	11.80				585.37	-605.27		
	15.73				585.37	-605.27		
	19.67				636	-657.62		
	23.604				683.25	-706.48		
	27.538				731.625	-756.50		
	31.472				776.25	-802.64		
	35.406				806.25	-833.66		

Chapitre V –étude du vent

	Z (m)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	q _{dyn} (N/m ²)	q(z) (N/m ²)	
A	1.53	0.94	-1	- 0.5	585.37	-275.12	
	4.59				585.37	--275.12	
	7.86				585.37	--275.12	
	11.80				585.37	--275.12	
	15.73				585.37	--275.12	
	19.67				636	-298.92	
	23.604				683.25	-321.12	
	27.538				731.625	-343.86	
	31.472				776.25	-364.83	
	35.406				806.25	-378.93	
B	1.53		-0.8		585.37	-165.07	
	4.59					585.37	-165.07
	7.86					585.37	-165.07
	11.80					585.37	-165.07
	15.73					585.37	-165.07
	19.67					636	-179.35
	23.604					683.25	-192.67
	27.538					731.625	-206.31
	31.472					776.25	-218.90
	35.406					806.25	-227.36
C	1.53	-0.5	585.37	0			
	4.59			585.37	0		
	7.86			585.37	0		
	11.80			585.37	0		
	15.73			585.37	0		
	19.67			636	0		
	23.604			683.25	0		
	27.538			731.625	0		
	31.472			776.25	0		
	35.406			806.25	0		
D	1.53	0.8	585.37	715.32			
	4.59			585.37	715.32		
	7.86			585.37	715.32		
	11.80			585.37	715.32		
	15.73			585.37	715.32		
	19.67			636	777.19		
	23.604			683.25	834.93		
	27.538			731.625	894.04		
	31.472			776.25	948.57		
	35.406			806.25	985.23		
E	1.53	-0.3	585.37	110.04			
	4.59			585.37	110.04		
	7.86			585.37	110.04		
	11.80			585.37	110.04		
	15.73			585.37	110.04		
	19.67			636	119.568		
	23.604			683.25	128.451		
	27.538			731.625	137.54		

Chapitre V –étude du vent

	31.472				776.25	145.935
	35.406				806.25	151.575

Force de frottement : (chap 02 - § .1.4. : RNV99).

$$F_{fr} = \sum (q_{din}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- $d/b = 24.94 / 20.18 = 1.2 < 3 \implies$ condition non vérifié.
- $d/h = 24.94 / 33.66 = 0.74 < 3 \implies$ condition non vérifié.

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en comptes.

Action de l'ensemble : (chap 02 - § .1.4. : RNV99).

- Pour $C_{pi} = 0.8$

	Z (m)	q(z) (N/m ²)	surface	R(z) _x (N/m ²)	R(z) _y (N/m ²)
D	1.53	0	61.75	0	0
	4.59	0	61.75	0	0
	7.86	0	61.75	0	0
	11.80	0	61.75	0	0
	15.73	0	61.75	0	0
	19.67	0	61.75	0	0
	23.604	0	61.75	0	0
	27.538	0	61.75	0	0
	31.472	0	61.75	0	0
35.406	0	61.75	0	0	
E	1.53	-605.27	61.75	-37375.42	0
	4.59	-605.27	61.75	-37375.42	0
	7.86	-605.27	61.75	-37375.42	0
	11.80	-605.27	61.75	-37375.42	0
	15.73	-605.27	61.75	-37375.42	0
	19.67	-657.62	61.75	-40608.03	0
	23.604	-706.48	61.75	-43625.14	0
	27.538	-756.50	61.75	-46713.87	0
	31.472	-802.64	61.75	-49563.02	0
35.406	-833.66	61.75	-51478.50	0	
F	35.406	-1818.9	20.36	0	-37032.8
G		-1439.96	20.36	0	-29317.58
H		-1136.81	162.89	0	-185174.98
I		-757.87	299.67	0	-227110.90
		total		-418865.6	-334317.36

Chapitre V –étude du vent

- Pour $C_{pi} = -0.5$

	<i>Z (m)</i>	<i>q(z) (N/m²)</i>	<i>surface</i>	<i>R(z)_x (N/m²)</i>	<i>R(z)_y (N/m²)</i>
<i>D</i>	1.53	0	61.75	0	0
	4.59	0	61.75	0	0
	7.86	0	61.75	0	0
	11.80	0	61.75	0	0
	15.73	0	61.75	0	0
	19.67	0	61.75	0	0
	23.604	0	61.75	0	0
	27.538	0	61.75	0	0
	31.472	0	61.75	0	0
	35.406	0	61.75	0	0
<i>E</i>	1.53	110.04	61.75	6794.97	0
	4.59	110.04	61.75	6794.97	0
	7.86	110.04	61.75	6794.97	0
	11.80	110.04	61.75	6794.97	0
	15.73	110.04	61.75	6794.97	0
	19.67	119.568	61.75	7383.324	0
	23.604	128.451	61.75	7931.84	0
	27.538	137.54	61.75	8493.09	0
	31.472	145.935	61.75	9011.48	0
	35.406	151.575	61.75	9359.75	0
<i>F</i>	35.406	-1591.53	20.36	0	-32403.55
<i>G</i>		-1212.6	20.36	0	-24688.53
<i>H</i>		-909.45	162.89	0	-148140.31
<i>I</i>		-530.51	299.67	0	-158977.93
		total			76154.33

V.3. Vérification:

<i>Effort</i>	<i>Vent</i>	Séisme
$V_X (T)$	56.266615	552,882
$V_Y (T)$	41.88656	553,046

V.4.CONCLUSION :

On conclusion, nous pouvons déduire que les effets du séisme sont plus fort par rapport aux effets du vent qui on peut négliger ces derniers ne seront pris en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre VI :

*Ferraillage des éléments
structuraux*

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI.1.Introduction

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VI.2. Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

- $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

- $G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

- $G + Q \pm E$ (1)

- $0,8 G \pm E$ (2)

❖ Les poteaux :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm 1,2E \Rightarrow$ (RPA99)

$0,8 G \pm E$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q \pm 1,2E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$.

\Rightarrow Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- La combinaison $(0.8G \pm E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$.

\Rightarrow Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

❖ **Les poutres :**

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \implies$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E \implies$ (RPA99)

$0,8 G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0,8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif .

❖ **Pour les voiles :**

$G + Q \pm E \dots\dots(RPA99)$

$0,8 G \pm E$

VI.3.Ferrailage des poteaux :

VI.3.1Introduction

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l'ELU.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	25	18.5	400	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

- Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :
- $0,9\% < \frac{A_s}{ba} < 4\%$ en zone courante.
- $0,9\% < \frac{A_s}{ba} < 6\%$ en zone de recouvrement.

$$A_s > 0,9\% ba.$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales

b) Armatures transversales :

❖ BAEL91 :(art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_L ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ 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 $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

❖ RPA99(VER2003):

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espace entre les armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_1, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_1$

ϕ_ℓ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

VI.3.3. Calcul de ferrailage

♦ **Poteaux de section : (50×60) cm²**

$C=3\text{cm}$; $d= h-c = 60-3 =57\text{cm}$; Acier Fe E = 400MPa ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

ELU		G+Q+E		0,8G+E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)	M_{MAX} (KN.M)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.M)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)
2366.40	11.42	205.58	110.32	-1437.58	81.35	1717.87	8.21

Tableau. VI.2 .tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) Cas : ELU

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_{0\mu} = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{11.42}{2366.40} = 0.0048\text{m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 ; 3.06/250) = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_1 = 0,004825 + 0,02 = 0,050 \text{ m}$$

L : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right)$$

$$l_f = 0,7 \times 3.06 = 2.142\text{m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 3.57 < \max (15 ; 0.0827)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

$$\alpha = (d-h/2)$$

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

Φ : généralement on prend $\Phi=2$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 12,35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,8749$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi) \quad ; \quad e_2 = 0.0086 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,024825 + 0.0086 = 0.0334 \text{ m} = 3.34 \text{ cm}$$

$$M_{corrige} = N_{ultime} \times e = 2366.40 \times 0.0334 = 79.06 \text{ KN.m.}$$

$$M_{MAX} = 11.42 \text{ (KN)} \quad ; \quad N_{corr} = 2366.40 \text{ (KN.m)}$$

Les efforts corrigés seront :

$$M_{corrige} = 79.06 \text{ KN.m.} \quad ; \quad N_{corr} = 2366.40 \text{ (KN.m)}$$

$$A = 0.7565 \text{ (MN.m)}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corrige} + N_u \times (d - h/2) = 0.079 + 2.36 (0.57 - 0.6/2) = 0.7162 \text{ MN.m}$$

$$B = 2.36 (0.57 - 0.03) - 0.7162 = 0.5582 \text{ MN.m}$$

$$(0.5h-c)\sigma \times b \times h > N(d - c) - M_1$$

Alors : $A > B \implies$ donc la section sera entièrement comprimée.

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} ; A = \frac{N - 100 \times \Psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} ; A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{2366400(570-3) - 100 \times 11420}{100 \times 14.2 \times 50 \times 60^2}}{0.8571 - \frac{3}{60}} = 6.940$$

$$A = \frac{2366400 - 100 \times 6.94 \times 14.2 \times 50 \times 60}{100 \times 348} = -781.55 \text{ cm}^2$$

$A_2 = 0 \implies$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on pas besoin à des armatures de compression.

b) Cas : (G + Q ± E)

$$M_{\text{MAX}} = 205.58 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 110.32 \text{ KN}$$

$$e = 1.86 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 1.86 = 1.88 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.88 + 0.0086 = 1.8886 \text{ m.}$$

$$M \text{ corrige} = N \text{ ultime} \times e = 205.58 \times 1.8886 = 388.25 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 110.32 \text{ KN} ; M = 388.25 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.7565 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 0.205 + 0.110 (0.57 - 0.6/2) = 0.234 \text{ MN.m}$$

$$B = -0.1746 \text{ MN.m}$$

$A > B \implies$ Donc la section est partiellement comprimée.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{234000}{18.5 \times 50 \times 57^2} = 0.0778$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu > \mu_1 \quad (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4 \alpha)$$

$$\implies \alpha = 0.101 ; \beta = 0.959$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \beta d} = \frac{234000}{400 \times 0.959 \times 57} = 10.70 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s 100} = 10.70 - \frac{110320}{100 \times 400} = 7.94 \text{ cm}^2$$

c) Cas : 0.8G+E

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V (0,17×4.2×3,06)	17.16	1437.5	81.35	0.06

Nous avons pour la position du centre de pression

$$M \text{ corrige} = N \text{ ultime} \times e = 1437.5 \times 0.06 = 86.25 \text{ KN.m}$$

Les efforts corriges seront :

$$N \text{ max} = 1437.5 \text{ KN} ; \quad M \text{ corrige} = 86.25 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.7565 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = M_u - N_u \times (d - h/2) = 0.086 - 1.437 (0.57 - 0.6/2) = 0.4739 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.30208 \text{ MN.m}$$

Alors : $A > B$

L'effort N étant un effort de traction, la section sera entièrement tendue.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$A_1 = \frac{N \times a}{\sigma_s \times (d - c) \times 100} ; \quad A_2 = \frac{N}{100 \times \sigma_s} - A_1$$

$$A_1 = \frac{1437500 \times 23}{400 \times (57 - 3) \times 100} = 15.30 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{1437500}{100 \times 400} - 15.30 = 20.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = A_1 + A_2 = 35.93 \text{ cm}^2$$

VI.3.4. Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2, 1

Le RPA exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0.9\% bh$ (Zone III) $A_{s \text{ min}} = 27 \text{ cm}^2$

Zone courante :

$$A_{\text{max}} = (4 \times b \times h) / 100 = 120 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 180 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \text{db} \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.44 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = 27 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

On prend donc comme armature : **8HA25 = 39.27 cm²**.

	A_{cal} (cm²)	A_{RPA} (cm²)	A_{BAEL} (cm²)	A_{adopté}
G+Q+E	7.94	27	6.76	8HA25
ELU	0			
0.8G+E	35.93			

Tableau. VI.3. Tableau récapitulatif des résultats.

VI.3.5. 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'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$M_{\text{corr}} = 8.21 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{max}} = 1717.87 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{8.21}{1717.87} = 0.0047 \quad e_0 = 0.0047 < \frac{h}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.1$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1) = 50 \times 60 + 15(29.45) = 3441.75 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{50 \times 60^2}{2} + 15(14.725 \times 3 + 14.725 \times 57) \right] = 30$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (30^2 + 30^2) + 15 \times [14.725(30 - 3)^2 + 14.725(30 - 3)^2] = 322035.75$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 8210 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1717870}{100 \times 34.4175} = 4.99 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{8210}{322035.75} = 0.025$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.99 + 0.025 \times 30 = 5.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.74 < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.99 + 0.025(30 - 3)] = 84.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[4.99 + 0.025(30 - 30)] = 74.85 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s^1 = 84.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s^2 = 74.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Vérification du poteau à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1, 212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{max} = 110.32 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{66.96 \times 10^3}{500 \times 570} = 0.234 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.234 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Calcul d'armature transversale:

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante :
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}.$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \longleftrightarrow \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \longleftrightarrow \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.60} \right) \quad \lambda_g = (4.284) < 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ (**ART 7.4.2.2 RPA99**)
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ (**ART 7.4.2.2 RPA99**)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 110320 \times 0.10}{60 \times 400} = 1.72 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 110320 \times 0.15}{60 \times 400} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\text{T}110 / A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.3.6. Vérification des cadres des armatures minimales:

- **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 50 = 2.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **BAEL91 : (art A.8.1, 3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

$S_{POT}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{adapt}(cm^2)$
50×60	35.93	8HA25	39.27

COUPE:A-A

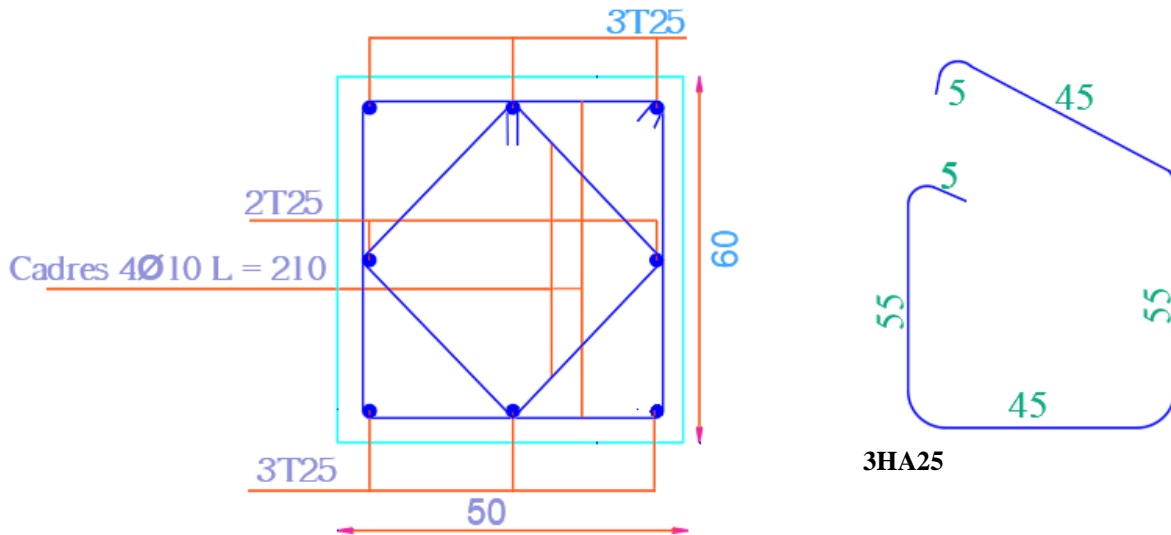


Fig.V.1. Le ferrailage des poteaux 50×60.

VI.4.Ferrailage des poutres :

VI.4.1Introduction

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

VI.4.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6 % en zone recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait Pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

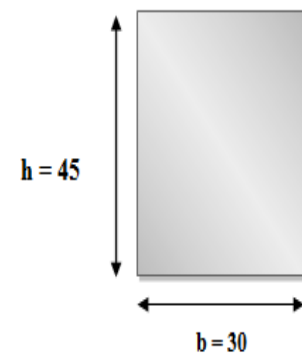
VI.4.3. Ferrailage longitudinal des poutres :

a) Pour les poutres principales :

$$S = 30 \times 45 \text{ cm}^2.$$

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \text{ cm}$$

$$C = 3.5 \text{ cm}$$



VI.4.4.Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad b = 30 \text{ cm}, \quad h = 45 \text{ cm} \quad , \quad d = 41.5 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_l = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

• **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 41,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,50 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Poutre principale.}$$

Le pourcentage minimal d'armature :

Pourcentage exigé Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 45 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Poutre principale.}$$

Pourcentage exigé par le PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{art.7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Pour la poutre principale}$$

• **calcul le ferrailage:**

En Travée $A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad . \quad \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _ℓ	α	β	A _{travée} (cm ²)
RDC-10 étage	40930	0.055	0.392	0.0725	0.971	2.91

E.L.S : Combinaison (G + Q).

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

Niveau	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 10 étage	0,0725	40930	29930	1.36	0.43	vérifiée

Tableau Récapitulatif

	A _{cal(trave)} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} cm ²	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Poutre principale	2.91	1.50	6.75	1.35	6.75	6HA12=6.79

Sur Appuis $A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

Combinaison (G + Q + E).

- **En travée:**

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A _{travé} (cm ²)
RDC- 10 étage	181220	0,1807	0,392	0,251	0,899	12.14 cm ²

- **E.L.S :**

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

Niveau	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 10 étage	0.1807	40930	29930	1.36	0.43	vérifiée

- **Sur Appuis** $A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A _{appuis} (cm ²)
RDC- 10 etage	186070	0.185	0.392	0.258	0.896	12.21 cm ²

Tableau Récapitulatif :

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA/2} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Poutre principale	12.21	1.50	6.75	1.35	12.21	4HA20 = 12.57

b) **Les poutres secondaires (30*40) :**

S = 30×40 cm².

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad c \geq 1 + \frac{40}{2} = 3cm$$

C=3.5cm

$$f_{su} = f_e E 400 \text{ Mpa.}$$

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

• **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 36,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,32 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Poutre secondaire.}$$

Le pourcentage minimal d'armature :

Pourcentage exigé Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Poutre secondaire}$$

Pourcentage exigé par le PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Pour la poutre secondaire}$$

• **calcul le ferrailage:**

-En Travée $A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad , \quad \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	M (N.m)	μ	μt	α	β	Acal (cm²)
Poutre secondaire	33760	0.059	0.392	0.07625	0.969	2.74

E.L.S : Combinaison (G + Q).

	M_U (N.m)	M_{ser}	α	γ	ᾱ	Condition
Poutre secondaire	33760	24570	0.07625	1.37	0.435	vérifiée

Tableau Récapitulatif

	Acal (cm²)	A_{min}^{BAEL} (cm²)	A_{min}^{RPa} (cm²)	A_{min}^{BAEL} (cm²)	A_{max}	A_{adopt}(cm²)

Chapitre VI- Ferrailage des éléments structuraux

Poutre secondaire	2.74	1.32	6	1.20	6	3T12+3T12=6.79
--------------------------	------	------	---	------	---	----------------

Combinaison (G + Q + E).

En travée:

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A _{travé} (cm ²)
RDC- 10 étage	127060	0,171	0,392	0,237	0,905	9.61 cm ²

• **E.L.S :**

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

Niveau	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 10 étage	0.237	33760	24570	1.36	0.43	vérifiée

• **Sur Appuis** $A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A _{appuis} (cm ²)
RDC- 10 étage	129860	0.175	0.392	0.243	0.902	9.86 cm ²

Tableau Récapitulatif :

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Poutre secondaire	9.86	1.32	6	1.20	9.86	5HA16= 10.05

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

➔ **Les Poutres Principales**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0989 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00643 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0989 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➔ **Les Poutres Secondaires**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0898 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 27} = 0.00743 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0898 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.5. Ferrailage des armatures transversales des poutres :

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

-on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

❖ **Poutre principale :**

$$V_u^{\max} = 58040 \text{ N.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{58040}{300 \times 415} = 0.466 \text{ MPa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poutre secondaire :**

$$V_u^{\max} = 43.48 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{43480}{300 \times 365} = 0.397 \text{ MPa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Disposition constructives :**

- En zone nodale : D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$s_t \leq \min\{h/4 ; 12\phi_1\} \Rightarrow s_t = 10cm$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$s_t \leq h/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} s_{t1} = 45/2 = 22.5cm \Rightarrow \text{Poutre principale} \\ s_{t2} = 40/2 = 20cm \Rightarrow \text{Poutre secondaire} \end{array} \right.$$

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$s_t \leq \min\{0.9d ; 40cm\} \quad \left\{ \begin{array}{l} s_{t1} \leq \min\{37.35; 40\}cm \Rightarrow \text{Poutre principale.} \\ s_{t2} \leq \min\{32.85; 40\}cm \Rightarrow \text{Poutre secondaire.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow s_{t1} = s_{t2} = 15cm$$

- **Les armatures transversales :**

- **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 2 \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Les Poutres Secondaires**

- En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_1; 30cm) = 7.5 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$S_t \leq \min (32.85\text{cm} ; 40\text{cm}) \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.675 \text{ cm}^2 = 2 \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

Résumé :

✓ **Poutres principales :**

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Sur appui	30 × 45	12.21	6.75	3HA12+3HA20	12.81
En travée		6.75		6HA12	6.79

✓ **Poutres secondaires :**

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Sur appui	30 × 40	9.86	6	6HA14	9.24
En travée		2.74		6HA12	6.79

VI.4.6. Présentation du ferrailage :

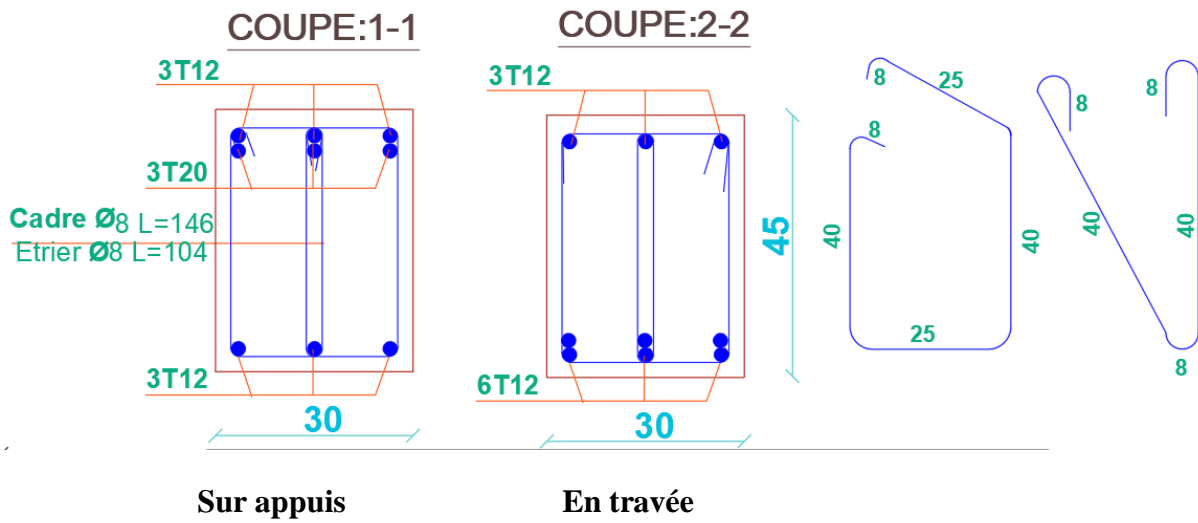


Fig.V.2.Ferrailage de la poutre principale (30× 45)

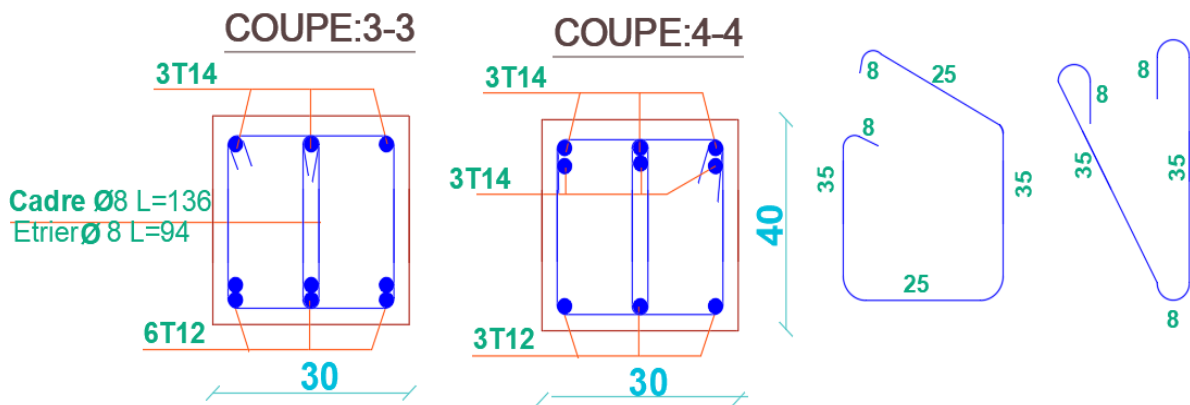


Fig.V.3.Ferrailage de la poutre secondaire (30× 40).

VI.5.Ferrailage des voiles

VI.5.1Introduction :

Le voile est un élément de contreventement assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement le vent et les forces d'origine sismique ; transmettent également les charges verticales aux fondations.

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal déterminé selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI.5.2. Types d'armatures :

- **Aciers verticaux**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée.

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- **Aciers horizontaux**

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de RPA99.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Règles générales

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$
$$S \leq 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about)

ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.

Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.5.3. Calcul de la section d'armature :

VI.5.3.1. Ferrailage vertical:

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

Etape de calcul

Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$).
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

Calcul des sections suivant leurs natures :

➔ **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

- ❖ **Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➔ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{Par : } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➔ **Section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour les voiles pleins}$$

• 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

- 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.
- 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

$$\Rightarrow A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$$

$$\Rightarrow A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$$

$$\Rightarrow A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \implies (\text{en zone courante})$$

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

$$h = 4.4 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4.35 \text{ m} ; a = 0,17 \text{ m} , \sigma_{10} = 348 \text{ MPa}$$

ELU		G + Q + E		0,8G + E	
N _{max} (kN)	M _{cor} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)
1181.27	54.31	4428.52	-1734.80	-2013.31	4417.66

1^{er} cas E.L.U :

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V (0,17×4.4×3,06)	35.18	1181.27	54.31	0.0459

L'effort N étant un effort de compression, la section sera entièrement comprimée.

Nous avons pour la position du centre de pression

$$y \text{ compris l'excentricité additionnelle. } e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_a = \max (2\text{cm} , 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 6.459 \text{ cm}$$

e₂: excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

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

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$$

$$\lambda = 12.35$$

$$e_2 = 0,0086$$

$$e = e_1 + e_2 = 6.467 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 1181.27 \times 0.0646 = 76.31 \text{ (KN.m)}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 440 - 0.81 \times 5) \times 370 \times 17 \times 14.2$$

$$A = 15319.53 \text{ KN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2180.59 \text{ KN.m}$$

$$B = 2539.73 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont données par

Nous utilisons donc les formules suivantes :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} ; A = \frac{N - 100 \times \Psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} ; A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{1181270(435-5) - 100 \times 54310}{100 \times 14.2 \times 17 \times 440^2}}{0.8571 - \frac{5}{440}} = 0.549$$

$$A = \frac{1181270 - 100 \times 0.60 \times 14.2 \times 17 \times 440}{100 \times 400} = -116.24 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0$$

2^{eme} cas 0,8G+E :

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V (0,17×4.2×3,06)	679.31	990.73	4417.66	4.45

L'effort N étant un effort de compression, la section sera partiellement comprimée .Nous utilisons donc les formules suivants :

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 440 - 0.81 \times 5) \times 370 \times 17 \times 14.2$$

$$A = 15319.53 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 649.59 + 3176.74(4.35-2.2) = 6180.40 \text{ KN.m}$$

$$B = 990.73 (4.35-0,05) - 6180.40$$

$$B = -1920.261 \text{ KN.}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.103 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.137$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.945$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{6180.40 \times 10^3}{400 \times 0.945 \times 365} = 55.83 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -23.58 \text{ cm}^2$$

3^{eme} cas: (G+Q+Ex)

G+Q+ E \rightleftarrows

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V (0,17×4.2×3,06)	687.42	712.2	4428.52	6.21

L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

La section sera partiellement comprimée. Nous utilisons donc les formules suivantes :

VI.5.3.2. Armatures verticales :

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 440 - 0.81 \times 5) \times 370 \times 17 \times 14.2$$

$$A = 15319.53 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 4428.52 + 1734.80(3,65-2.20) = 6943.98 \text{ KN.m}$$

$$B = 712.2 (4.35-0,05) - 6943.98 = -3146.46 \text{ KN.m}$$

$$B = -3881.52 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.116 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.156$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.937$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{5710.48 \times 10^3}{400 \times 0.926 \times 365} = 42.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 42.59 - \frac{712.2 \times 10^3}{100 \times 400} = 24.78 \text{ cm}^2$$

a) Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 0.17}{3.06} = 1.11$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{3.7} = 0.57$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.57 < 15 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Calcul de ferrailage :

- **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

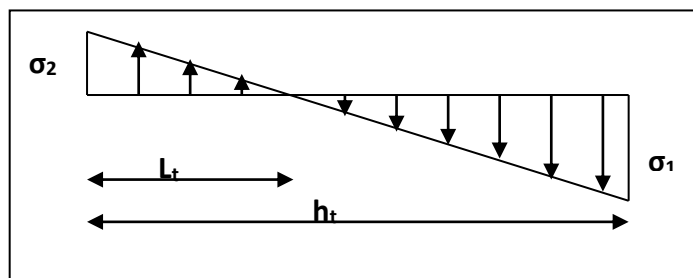
M_1 (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A_f (cm ²)
5710.48	0.116	0.392	0.156	0.937	42.59

Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 24.78 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 24\text{HA}12$$

c) L'armature verticale minimale:

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h^2} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{712.2 \times 10^3}{170 \times 4400} + \frac{6 \times 4428.52 \times 10^6}{170 \times (4400)^2} = 9.0253 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h^2} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{712.2 \times 10^3}{170 \times 4400} - \frac{6 \times 4428.52 \times 10^6}{170 \times (4400)^2} = -7.121 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

$$l_t = h \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 4.4 \times \frac{7.121}{9.0253 + 7.121} = 1.94 \text{ m.}$$

d) Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 % (**RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1**)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 17 \times 370 = 9.435 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- **Dans la zone tendue :** $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend : $A = 24.78 \text{ cm}^2$

- **En zone courante**

$$h' = h - 2 \times l_t = 4.4 - 2 \times 1.94 = 0.52 \text{ m}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 17 \times 52 = 0.884 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_c = 8T6 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$A_{tot} = 2 A_{tendue} + A_{min}^2 > A_{min}^g \quad A_{tot} = 2 \times 24.78 + 1.7 = 51.26 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 9.435 \text{ cm}^2$$

Niveau	A_{tendue} (cm ²)	A_c (cm ²)	A_{min}^g (cm ²)	condition	A_{adopt}
RDC V(0.17×4.4×3.06)	24.78	5.65	9.435	Vérifiée	24.88

Choix d'armature:

- **Dans la zone tendue :**
 $A = 24.88 \text{ cm}^2 \longrightarrow 24\text{HA}12$
- **En zone courante :**
 $A = 2.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8\text{HA}6$

- **L'espacement :**

- **D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min (1, 5 \times a; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 17; 30 \text{ cm})$$

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

- **Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D=10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport **RPA99**.

f) Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile $a = 17$.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{687.42 \times 10^3}{170 \times 4350} = 1.30 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement

VI.5.4. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 17 \times 100 = 2.55\text{cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^g = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 17 \times 100 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\phi 6 = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

VI.5.5. Les Armatures Transversales :

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

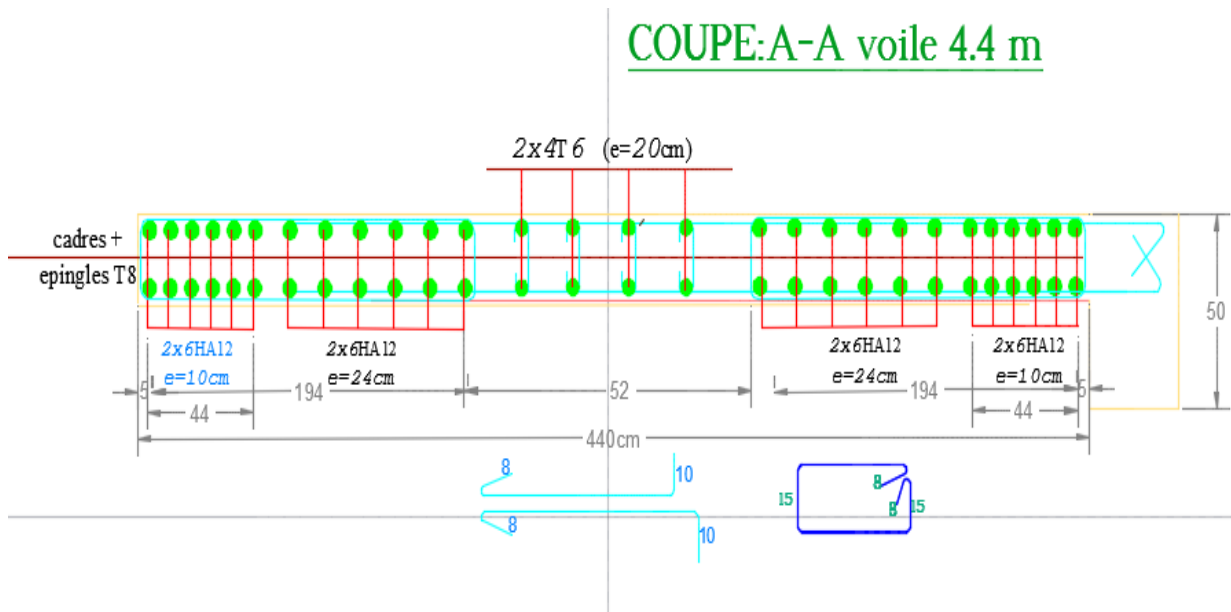
Vérification de contrainte de compression :(à la base du refend).

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : **G+Q±E**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h^2} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1734.8 \times 10^3}{170 \times 4400} + \frac{6 \times 4428.52 \times 10^6}{170 \times 4400} = 9.0253 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa.}$$

VI.5.6. Présentation du ferrailage :



Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 .Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol ; elles assurent une transmission des charges provenant de la superstructure :

Charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques

Les fondations doivent avoir un même mouvement que le sol qui les supporte en cas de mouvement de ce dernier

- Type d'ouvrage à construire.
- Le choix de type de fondation dépend de :
 - la nature et l'homogénéité du bon sol .
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.

Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VII.2.Présentation du rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : d'Alger.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $\sigma_{sol} = 1.00$ bar pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S4 (site très meuble)

-ancrage des fondations : $D = 3,366$ m

VII.3.Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1 bar , il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

Semelle filante

Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes comme solution de fondations ; mais il s'est avéré après un dimensionnement que les semelles occupent presque la totalité de la surface d'emprise de l'ouvrage d'une part et il y'a chevauchement d'autre part de

l'ouvrage ; donc on a opté pour le radier général, qui est un système de fondation composé d'une dalle et occupant toute la surface d'emprise de la structure.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50 \%$)

Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification

Calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 1,00 \text{ bars} = 10 \text{ T/m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

$$\Rightarrow \text{L'ELS}$$

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 5245,128 \text{ T}$$

$$S_s = \frac{5245,128}{10} = 524.51 \text{ m}^2$$

On a la surface totale du bâtiment $S_b = 514.8 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 101\%$ on déduit :

Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation.

VII.4.Radier général :

Un radier 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 du radier.

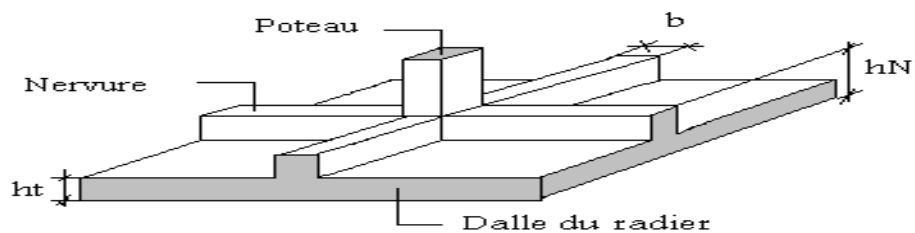


Figure VII.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

Pré dimensionnement du radier :

a. Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : le plus grand travail

$$L_{\max} = 4.38 \text{ m}$$

$$0.55 \text{ m} \leq h_r \leq 0.9 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **$h_r = 80 \text{ cm}$** .

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

L dalle :

$$h_t \geq L_{\max}/20.$$

avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

h_t : épaisseur du radier.

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$\text{D'où : } h_t \geq \frac{438}{20} = 22 \text{ cm}$$

On choisit : $h = 45 \text{ cm}$

• **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{438}{10} = 44 \text{ cm}$$

Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

- L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :
- L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

- E : module d'élasticité.

- I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$
- K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40MN/m^3$).
- b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.38m ; E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2 ; K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.38^4}{3.2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.610 \text{ m}$$

Conclusion_:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (80 \text{ cm } , 22 \text{ cm } , 61 \text{ cm })$$

On prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

On prend : $h_r = 80\text{cm}$.

- Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

- Détermination des efforts

ELU: $N_u = 72038.17\text{KN}$

ELS: $N_s = 52451.28 \text{ KN}$

ELU: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 480.25\text{m}^2$

ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = 349.67\text{m}^2$

$$S_{bâtiment} = 514.8 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 480.25\text{m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment $>$ a la surface de Radier

On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (25.14 m)

L_y: largeur en plan (20.48 m)

- **Calcul de débordement D:**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm})$.

On prend :

D = 0,5 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 514.8 + 0,5 \times 2(25.14 + 20.48) = \mathbf{560.42 \text{ m}^2}.$$

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radier}} = 45 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 80 \text{ cm}$$

Vérification au poinçonnement : BAEL91 (Art : A.5.2.42)

a-vérification pour les poteaux : Le Poteau et le plus sollicitée

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivant :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **242.25 T**.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

h : Epaisseur du radier.

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.6 + (2 \times 0.80)) = 5.4m$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 5,4 \times 0,8 \times 25 \times 10^2 / (1,5) = 324T$$

$$N_u = 2422.51 \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 3240 \text{KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b-vérification pour les voiles :(panneau plus sollicité) :

il faut vérifier que : Le voile et le plus sollicitée et avec $e=17\text{cm}$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 171,44 \text{ T}$$

$$\mu_c = 2(3,7+0.17+2 \times 0,8) = 10.94$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 678 \text{T}$$

$$N_u = 100.795 \text{ T} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 678.0 \text{T} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

Vérification de la stabilité du radier:

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifié : } \sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 3540,668 \text{ T}$$

$$N_{radier} = 560.42 \times 0.8 \times 25 = 11208.4 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 3540,668 + 1120.84 = 4661.50 \text{ T}$$

$$\sigma = \frac{4661.50}{560.42} = 8.31 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 10 \text{ T/m}^2 \implies \text{conditon vérifiée.}$$

b .Vérification a l'effort de sous pression au non soulèvement des fondations

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 3,366 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S' = 560.42 \text{ m}^2$).

- $W = N_T = 4661.50 \text{ T}$
- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 2829.56$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$4661.50 \geq 2829.56 \implies \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VII.5. Caractéristiques géométriques du radier:

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.52 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 10.14 \text{ m}$$

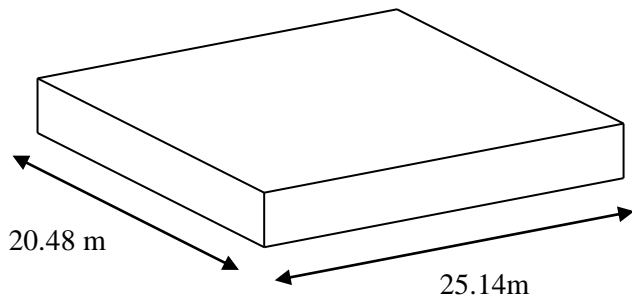


Fig.VII.02.schéma de radier.

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 17995.9 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 27117.18 \text{ m}^4$$

VII.6. Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

- e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : moment dû au séisme.
- N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{total} = 3540,668T$$

$$\Sigma M_x = 13366,6 T$$

$$\Sigma M_y = 21021,9521T$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N _{tot} (T)	3540,668	3540,668
M (T.m)	13366,6	21021,9521
e (m)	3.77	4.93
L / 4 (m)	5.12	6.285
Condition	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Vérification des contraintes maximales (G+Q+E) :

Diagramme trapézoïdal des contraintes:

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 5245,128.m$$

$$M_{x-x} = 13366,6 T.m$$

$$M_{y-y} = 21021,9521T T$$

$$S_{radier} = 560.42 m^2$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 17995.9 m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 27117.18 m^4$$

$$X_G = 12.52 m$$

$$Y_G = 10.14 m$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	18.658	1.828	14.45	15	Condition vérifiée
Sens (Y-Y)	19.065	1.49	14.67	15	Condition vérifiée

VII.7.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant des contraintes engendrées par le sol.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculé 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 :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 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
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 72038.17 / 560.42$	$q_u = 52451.28 / 560.42$
$q_u = 128.54 \text{ KN/m}$	$q_s = 93.592 \text{ KN/m}$

Le plus grand panneau est le panneau du 4.20×4.38

a) l'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 12.85 \text{ T/m}$

$\alpha = 4.38/4.2 = 0.958 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

- **A partir des formules :**

$\mu_x = 0.0410$

$\mu_y = 0.888$

- **donc les moments sont:**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \implies M_x = 0.056 \times 12.85 \times 4,2^2 = 10.10730 \text{ T.m/ml}$

$M_y = \mu_y \times M_x \implies M_y = 0.888 \times 10.10730 = 8.975 \text{ T.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \implies M_{tx} = 0.85 \times 10.10730 = 8.59120 \text{ T.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \implies M_{ty} = 0,85 \times 8.975 = 7.62875 \text{ T.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \implies 0,5 \times 12.85 = 6.425 \text{ T.m/ml.}$

VII.8. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e}$$

$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 45 - 5 - \frac{4.5}{2} = 37.75\text{cm} \ , \ b = 100\text{cm}$

$dy = dx - \frac{(\varphi \ x + \varphi \ y)}{2} = 33.25\text{cm.}$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (N.m)	64250	85912	64250	76287.5
μ	0.031	0.042	0.04	0.001
α	0.0412	0.053	0.0525	0.0025
β	0.983	0.978	0.979	0.999
As (cm²/ml)	4.97	6.68	5.67	6.59
As min (cm²/ml)	4.70925	4.70925	4.46775	4.46775
Choix des barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
As Choix (cm²/ml)	9.05	9.05	9.05	9.05
Espacement (cm)	25	12	25	12

Détermination des armatures à L'ELS

PELS : $\nu = 0.2$; $q_s = 9.3592 \text{ T/m}$

$\alpha = 4.38/4.2 = 0.958 > 0.4 \implies$ le panneau travaille dans les deux sens

- **A partir du tableau:**

$\mu_x = 0.0483$; $\sigma_b = 201,63$

$\mu_y = 0.923$; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

- **donc les moments sont:**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \implies M_x = 0.0483 \times 9.395 \times 4,2^2 = 8.7055 \text{ T.m/ml}$

$M_y = \mu_y \times M_x \implies M_y = 0.923 \times 8.7055 = 8.03515 \text{ T.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \implies M_{tx} = 0.85 \times 8.7055 = 7.39967 \text{ T.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \implies M_{ty} = 0,85 \times 8.03515 = 6.82988 \text{ T.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \implies 0,5 \times 8.7055 = 4.35275 \text{ T.m/ml.}$

• **Calcul des armatures :**

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (N.m)	43527.5	73996.7	43527.5	68298.8
μ	0.001	0.0025	0.0019	0.003
α	0.0025	0.003	0.0025	0.005
β	0.999	0.998	0.999	0.998
As (cm²/ml)	2.88	4.91	3.27	5.14
As min (cm²/ml)	4.70925	4.70925	4.46775	4.46775
Choix des barres	4HA12	4HA14	4HA12	4HA14
As Choix (cm²/ml)	4.52	6.16	4.52	6.16
Espacement (cm)	12	12	12	12

Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{128.5 \times 4.2 \times 4.38}{2 \times 4.38 + 4,2} = 182.39 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{182.39 \times 10^3}{1000 \times 377.5} = 0,483 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.483 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VII .9. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	45	37.7	50	128.5	93.592

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 11,25 \text{ cm}^2$$

- **l'ELU :**

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 16.06 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	As (cm²)	ASmin	ABAEL	Aadopt
16.06	0.0001	0.0012	0,999	1.22	4,7	11,25	12.06

Donc : $A_s = \max (A_{BAEL} , A_{sser} , A_{Smin})$.

$$A_s = 11,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A=12,06= 6\text{HA}16$ /ml avec un espacement 16 cm.

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

VII.10. Les sollicitations sur les nervures

- **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.}$$

- **Charge trapézoïdale :**

$$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge}$$

trapézoïdale, On a $\rho = 0.8$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$q_u = 12.85 \text{ T/m}^2$$

$$q_s = 9.365 \text{ T/m}^2$$

- Calcul des sollicitations :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2014

Sens (x-x)

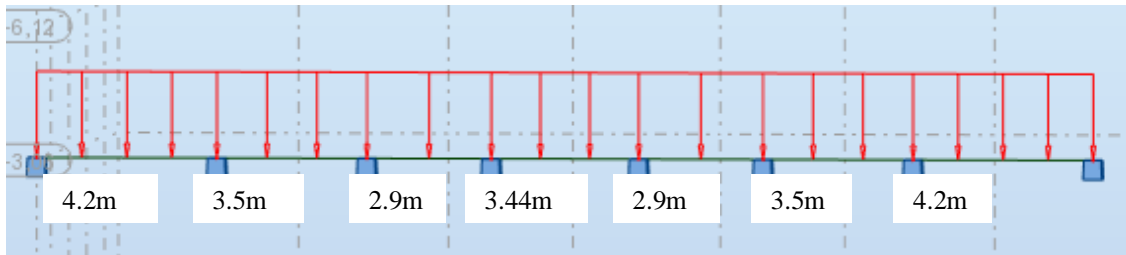


Fig.VII.3. Schéma statique de la nervure sens (x-x).

L'ELU :

Travée	4.2	3.5m	2.9m	3.44m	2.9m	3.5m	4.2m
La charge P (T/m)	26.985	22.487	16.632	22.101	16.632	22.487	26.985

L'ELS:

Travée	4,2m	3.5m	2.9m	3.44m	2.9m	3.5m	4.2m
La charge P (T/m)	19.666	16.388	13.579	16.107	13.579	16.388	19.666

Sens (y-y) :

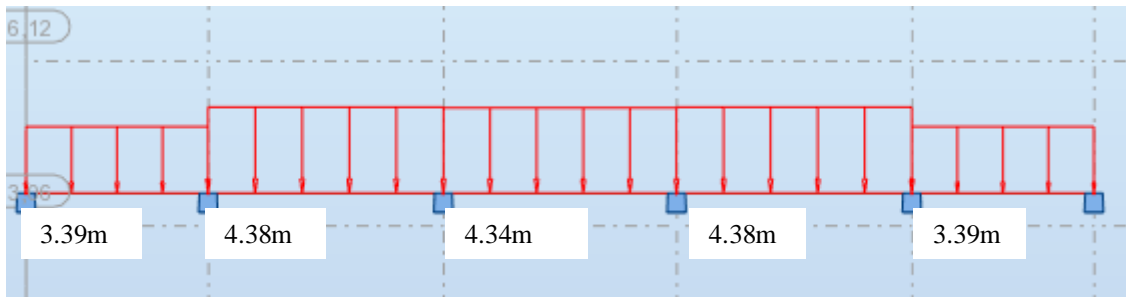


Fig.VII.4.Schéma statique de la nervure sens (y-y).

L'ELU:

Travée	3.39m	4.38m	4.34m	4.38m	3.39m
La charge P (T/m)	21.78	25.76	25.52	25.76	21.78

L'ELS:

Travée	3.39m	4.38m	4.34m	4.38m	3.39m
La charge P (T/m)	15.87	18.77	18.69	18.77	15.87

Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**.

A L'ELU :

Sens (x-x)

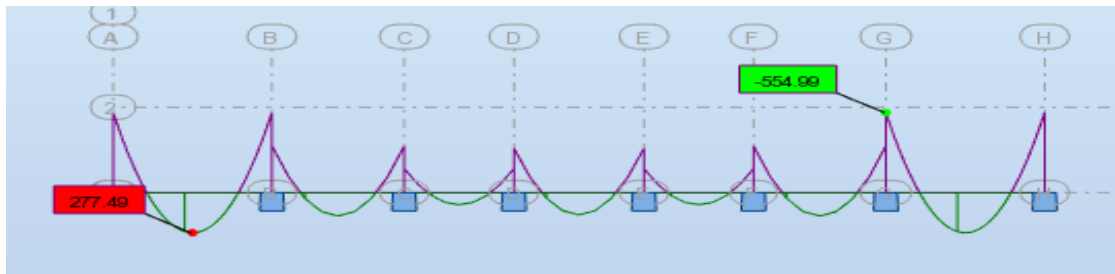


Diagramme des moments fléchissant.

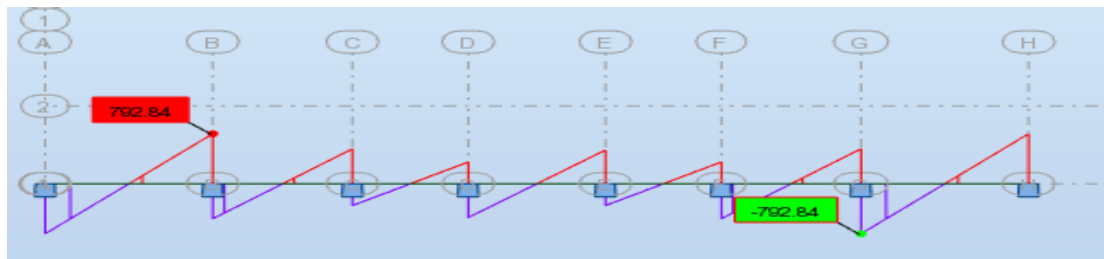


Diagramme des efforts tranchant.

Sens (y-y) :

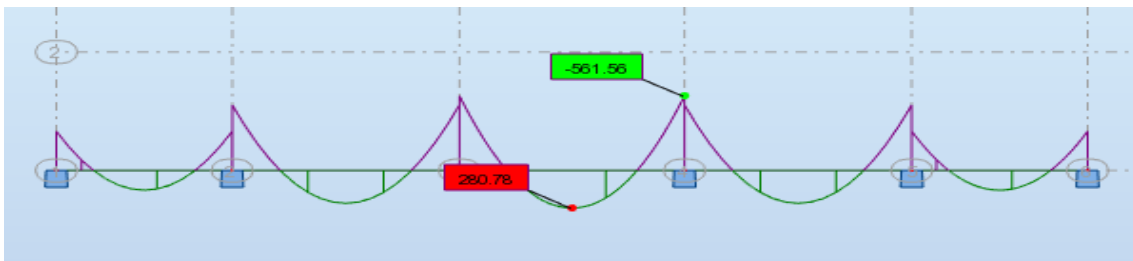


Diagramme des moments fléchissant.

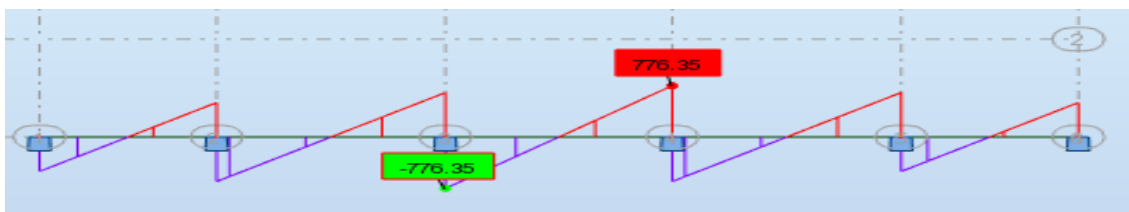


Diagramme des efforts tranchant.

L'ELS:

Sens (x-x)

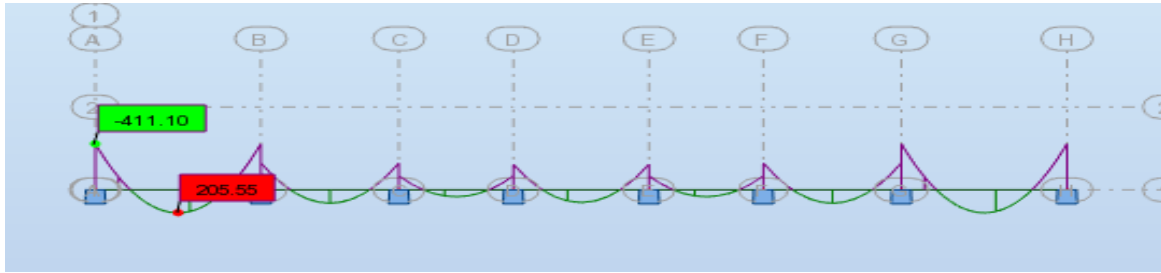


Diagramme des moments fléchissant.

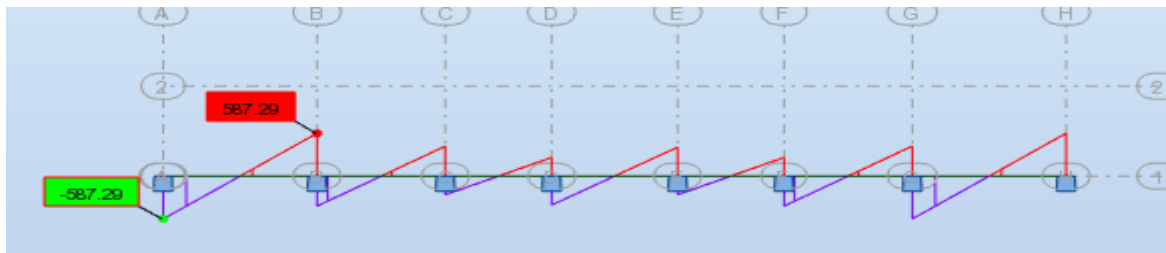


Diagramme des efforts tranchant

Sens (y-y) :

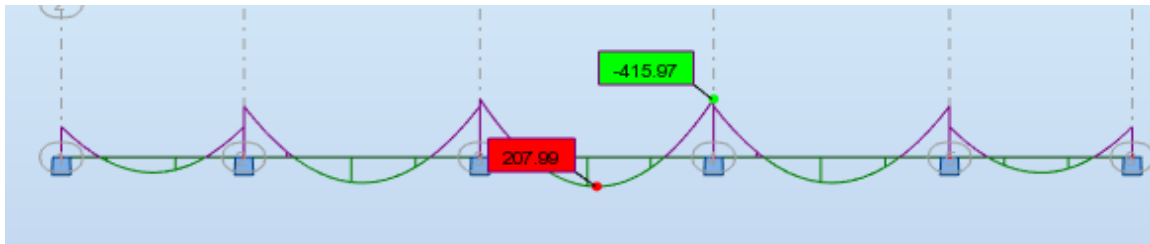


Diagramme des moments fléchissant.

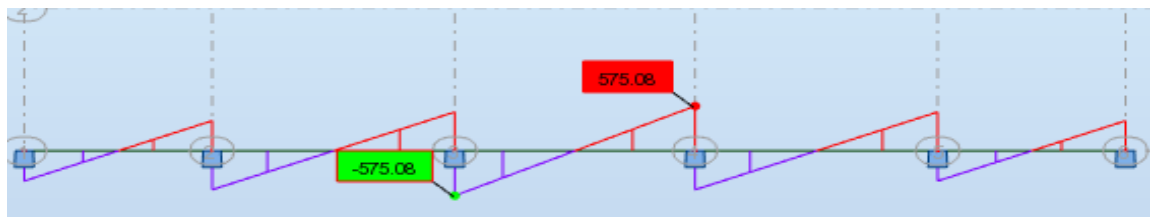


Diagramme des efforts tranchant.

VII.11. Calcul du ferrillage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

- L'enrobage :

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 5 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 5 + \frac{8}{2} = 9$$

; Alors on adopte $c = 9 \text{ cm.}$

Calcul des armatures longitudinales :

ELU

- Sens (x-x)

A- En travée : $M_{uT} = 277490 \text{ N.m}$

B- En appuis : $M_{app} = 554990 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	M(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	554990	71	0.155	0.392	0.212	0.915	24.54
Travée	277490	71	0.077	0.392	0.101	0.959	11.71

ELU

Sens (y-y)

A- En travée : $M_{uT} = 280780 \text{ N.m}$

B- En appuis : $M_{app} = 561560 \text{ N.m}$

Elément	M(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	561560	71	0.156	0.392	0.215	0.914	24.86
Travée	280780	71	0.078	0.392	0.102	0.959	11.84

- **Condition de non fragilité :** B.A.E.L (1.4.2.1)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 50 \times 71 \times \frac{2.1}{400} = 4,286 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale :** BAEL 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 80 = 4 \text{ cm}^2$$

- **section minimale de RPA :**

$$A_{RPA} = 0.5\% b \cdot h = 20 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats :

- **Sens (x-x) :**

Elément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Appuis	24.54	15.18	4.286	4	20	24.54	8HA20 =25.13cm ²
Travée	11.84	7.40	4.286	4	20	20	3HA25+2HA20 =21.01cm ²

- **Sens (y-y) :**

Elément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Appuis	24.86	15.36	4.286	4	20	23.03	8HA20 =25.13cm ²
Travée	11.84	7.49	4.286	4	20	20	2HA20+3HA25 21.01cm ²

VII.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{80}{420} = 0.190 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$\frac{80}{420} = 0.190 > \frac{0.75M_o}{10M_o} = 0.075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{3.39}{f_e}$$

- **Sens (x-x) :**

$$\frac{25.13}{71 \times 50} = 0.007 < \frac{4.38}{400} = 0.01095 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens (y-y) :**

$$\frac{20.48}{71 \times 50} = 0.005 < \frac{4.38}{400} = 0.01095 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

- **Sens (x-x) :** $T_{\max}^u = 792.840 \text{ KN} = 587730 \text{ N}$

$$T_u = \frac{792840}{500 \times 710} = 2.11 \text{ MPa}$$

- **Sens (y-y) :** $T_{\max}^u = 761.01 \text{ KN} = 761010 \text{ N}$

$$T_u = \frac{776350}{500 \times 710} = 2.07 \text{ MPa}$$

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u < \tau_u \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Selon BAEL les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et ils font disposer des cadres des armatures minimales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 22,85; 20 ; 10 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 ; 24; 30 \text{ cm})$$

- $S_t = 15 \text{ cm}$

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_t \leq 40 \text{ cm}$

$$S'_t = 20 \text{ cm}$$

- Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm En zone courante}$$

- **RPA 99 :**

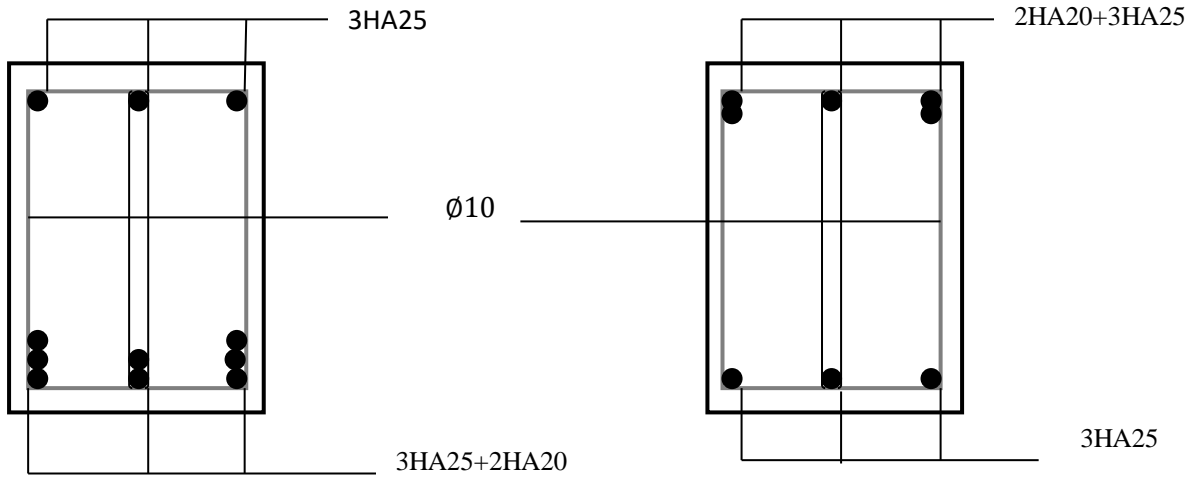
- **- Armatures transversales minimales**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Leftrightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons } A_t = 4\phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

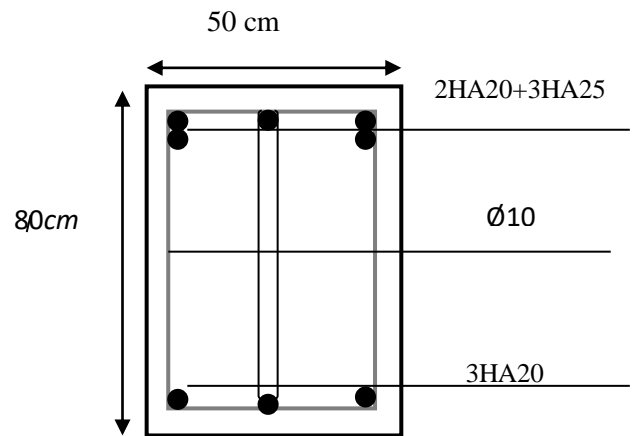
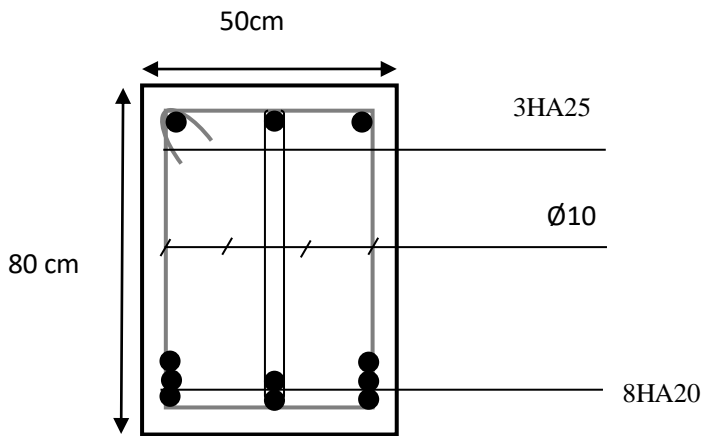
Schéma du ferrailage :

Sens (x-x)



Sur appuis sens (x-x)

Sur travée sens (x-x)



Sur appuis sens (y-y)

Sur travée sens (y-y)

Fig.VII.3: ferrailage de la nervure.

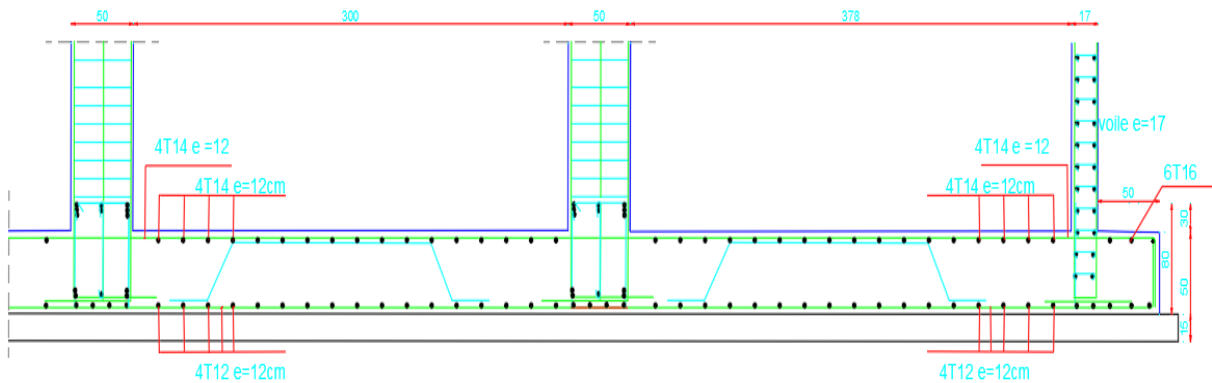


Fig.VII.4. ferrailage de radier.

CONCLUSION GENERALE

Les connaissances acquises tout au long de mon cursus universitaire entre pratique et théorie m'ont permis de réaliser mon mémoire de fin d'étude.

L'évolution portée à l'égard du domaine du génie civil a suscité mon intérêt dans la réalisation de projets tels que les bâtiments, les immeubles etc...

Malgré les différentes contraintes rencontrées lors de la recherche, cela nous a aidés à mieux identifier les besoins et les lacunes dans ce domaine où notre objectif premier est de réaliser un bâtiment d'habitation R10. L'étude sera basée sur les règles de calcul des ferraillements des éléments structuraux qui est fondée sur les résultats du logiciel ROBOT 2018.

Ce projet répond à la fois aux normes de stabilité (parasismique) et de résistance (contreventement (poteaux/voile)) dans le but de minimiser les dégâts tout en prenant en considération l'aspect économique afin d'éviter le coût exorbitant du projet.

Notre projet nous a permis de mettre au clair l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations causées par le séisme.

Au final, nous souhaitons que ce projet de fin d'étude prépare le terrain à d'autres projets pour les étudiants des générations à venir et les futurs ingénieurs en génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

Les règlements:

- * ***RPA99/Version2003***: règlement parasismique algérien.
- * ***BAEL91*** : béton armé aux états limites.
- * ***C.B.A93*** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- * ***D.T.R.B.C .2.2***: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- * ***D.T.R.C 2-4.7*** : Document technique réglementaire règlement neige et vent R.N.V.99

Logiciels:

- * ***ROBOT 2018***
- * ***AUTOCAD 2018***
- * ***WORD+Excel 2007 et 2016***