République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT R+14 AVEC 2 SOUS-SOLS IMPLANTE A BOUMERDES

Présenté par :

BOUGHOUGAL CHAHRAZED

Encadré par :

Mr. MEHANI YOUCEF

Mr. TOUNSI KHALED

Promotion 2022 / 2023

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Au nom de Dieu qui nous a éclairé les chemins du savoir et de la sagesse,

je dédie ce modeste travail :

À ma merveilleuse mère,

Tu as été ma source d'inspiration, mon roc dans les moments de doute et ma plus grande admiratrice. Tu as toujours cru en moi, même lorsque je doutais de mes propres capacités. Grâce à toi, j'ai pu atteindre de nouveaux sommets et réaliser mes rêves.

Chaque jour, tu as été là pour m'encourager, pour essuyer mes larmes de frustration et pour célébrer mes succès. Tes mots doux et ta bienveillance m'ont donné la force et la confiance nécessaires pour poursuivre mes études avec détermination.

Maman, tu es mon modèle de persévérance, de générosité et de force. Je ne pourrais jamais assez te remercier pour tout ce que tu as fait pour moi. Je suis tellement reconnaissante de t'avoir comme mère, confidente et amie.

À mon cher père,

Ta présence constante, ton soutien inébranlable et tes précieux conseils ont été pour moi une source d'inspiration et de motivation sans faille.

Papa, tu es mon héros, mon modèle de force, d'intégrité et de sagesse. Ta présence bienveillante dans ma vie a été un véritable cadeau. Je suis profondément reconnaissante de t'avoir comme père et de pouvoir compter sur toi à chaque étape de ma vie.

A Mes admirables sœurs : Sihem et Ryma

A Mes frères : Amine, Lotfi, Samy, Mouadh et Mouhmed.

À toutes mes nièces, à tous mes neveux.

A mes oncles et tantes. Et à toute la famille sans exception,

A mes chers amis qui m'ont soutenu durant toute l'année : Maroua, Amina ,Loubna, Samira ,meriem, Nour , Sarah ,Nawel, Rania, Hana, Hiba.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin réalisation de ce mémoire. Et a tous mes amis et mes collèges de ENSTP

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie ***ALLAH****, tout puissant, de m'avoir donné la force ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.*

Je tiens à remercier, très sincèrement, mon encadreur ***Mr MEHANI YOUCEF****, qui a fait tout son possible pour m'aider. Pour avoir su me guider dans ce travail, pour avoir encore, toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande disponibilité.*

Je tiens à adresser nos meilleurs remerciements à ***Mr TOUNSI KHALED*** *le Co-encadreur de mon PFE, pour toutes les connaissances qu'il m'a transmises, pour les explications qu'il m'a apportées, pour sa disponibilité et sa patience.*

*Je Souhaite aussi exprimer, mes remerciements à tous les professeurs de l'****ENSTP****, Qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de notre Formation de qualité le long de notre cursus.*

Et spécialement et énormément à : ***Mr. CHIKH BENAZOUZ*** *et* ***Mr****.* ***HEMAIDI-ZOURGUI NADJIB*** *pour leurs aides et leur patience et leur sens du sérieux.*

Je tiens à remercier aussi les membres du jury pour leur présence, pour leur lecture attentive de ce mémoire, ainsi que pour les remarques qu'ils m'adresseront lors de cette soutenance afin d'améliorer notre travail.

Je tiens à remercier chaleureusement tous les membres du bureau d'études ***FEKIR ETBPH*** *pour leurs aide, notamment :****Mr FEKIR MOHAMED*** *.*

je remercie aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة تفصيلية لبناية مزدوجة الاستعمال تتكون من طابقين تحت الارض وطابق أرضي بالإضافة إلى أربعة عشر (14) طابق. الطابق الأرضي ذو استعمال تجاري وباقي الطوابق ذات استعمال سكني تقع بولاية بومرداس. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.
نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة، (BAEL91 modifié99 RPA99/version2003).أولا نبدأ بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية...الخ)، ونقوم بذكر المواد المستخدمة وخصائصها، بالإضافة الي فرضيات الحساب. ثانيا نقوم بحساب الابعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر (الاعمدة، الروافد). ثالثا نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلالم، الشرفة....). بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (RPA 99/ version2003) وبواسطة ETABS V9 6. " ودراسة تأثيرات الريح، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبناية والجدران المسلحة. وفي الأخير نقوم بدراسة الاساسات (الجدار المحيط والأساس العام).

الكلمات المفتاحية: مبنى؛ رواق بأعمدة؛ جدار خرساني مقوى ;التسليح؛ البنية الاساسية؛ ETABS V9.6 ; .SOCOTEC ; RPA99/version 2003 ; BAEL 91

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un Rez-de-chaussée plus (14) étages et deux sous-sols, Le R.D.C à usage commerciale, et le reste à usage d'habitation implanté à la wilaya de BOUMERDES. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99/version 2003. L'étude de ce projet a été faite en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91 modifié 99 et RPA99/ version 2003). En premier lieu, une description détaillée du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation…etc.), et on cite les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, en énumérant les différentes hypothèses de calcul. En second lieu, on procède au prédimensionnement des différents éléments structuraux de l'ouvrage (Poteaux, poutres, voiles). Ensuite on détermine le ferraillage des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon, planchers). Après l'évaluation des efforts sismique selon le RPA99/version 2003(grâce au logiciel ETABS V 9.6) et l'effort du vent on procède à l'étude des portiques et des voiles. Enfin on procède à l'étude de l'infrastructure (voile périphérique et radier général).

Mots clé : Bâtiment ; Portique ; Voile ; Ferraillage ; infrastructure ; ETABS V9.6 ; SOCOTEC ; RPA99/ version 2003 ; BAEL 91

Abstract

This project presents a detailed study of 14 stories of multipurpose building with a basement, the first story is for commercial use and the 14 remaining stories are for housing, the building is located in the Wilaya of BOUMERDES. This region is classified as seismic zone III according to the RPA99/ version 2003. The study of this project has been done according to the regulations of calculation and verification of reinforced concrete (BAEL91 modifed 99 and RPA99/ version 2003). First of all we started by presenting a general description of the project (geometric characteristics, implantation location…), we also defined the different materials used in this project and their properties. Then we proceeded to the Pre-dimensioning of the different elements of the building and assessed all loads applied to them.The second part aims to study secondary elements (slabs, stairs,…). After evaluating the dynamic (according to RPA99/ version2003 using ETABS V 9.6) and the wind efforts we proceed to the study of the structural elements (beams, columns, sheer walls). At last we did to the study of infrastructure.

Keywords: Building ; Resisting frames; shear walls ; reinforcement; infrastructure; ETABS V9.6; SOCOTEC; RPA99V2003; BAEL 91

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGHPHIQUE .

I.1. INTRODUCTION 1

I.2. FONCTIONNEMENT DU CONTREVENTEMENT DANS LA CONSTRUCTION 1

I.2.1. Utilité 1

I.3. LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENT 1

I.3.1. Contreventement par portiques 2

I.3.2. Contreventement par pans rigides 2

I.3.3. Noyau de stabilité 4

I.3.4. Ossatures mixtes 5

I.4. CHOIX DU CONTREVENTEMENT 5

I.5. STRATEGIES DE L'EMPLACEMENT DES MURS DE CONTREVENTEMENTS 6

I.6. EFFET DE LA TORSION SUR LES SYSTEMES DES MURS DE CONTREVENTEMENTS 6

I.6.1. Stabilité locale d'un élément de contreventement 9

CHAPITRE II : PRESENATION DE L'OUVRAGE.

II.1. INTRODUCTION 10

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 10

II.2.1. Caractéristiques de la structure 10

II.2.2. Les données du site : 10

II.3. REGLEMENTS UTILISES 11

II.4. CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX 11

II.4.1. Le béton 11

II.4.2. Compositions du béton 11

II.4.3. Dosage du béton 12

II.4.4. Résistances mécaniques du béton 13

II.4.4.1. La résistance en compression 13
II.4.4.2. La résistance en traction 13
II.4.4.3. Modules de déformation longitudinale 13
II.4.5. Contrainte limite 14
II.4.5.1. Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) 14
II.4.5.2. Etat limite de service (E.L.S) 15
II.4.6. Les aciers : 15
II.4.6.1. Les caractéristiques mécaniques : 15

CHAPITRE III DESCENTE DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. INTRODUCTION 18
III.2. PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES 18
III.2.1. Les planchers 18
III.2.1.1. Plancher en corps creux 18
III.2.1.2. Dalle pleine (RDC) : 20
III.2.2. La maçonnerie 21
III.2.2.1. Murs extérieurs : 21
III.2.3. Les Balcons 21
III.2.4. Les Escaliers : 22
III.2.5. L'acrotère : 24
III.2.6. Les poutres : 25
III.2.6.1. Poutres transversales : 25
III.2.6.2. Poutres secondaires : 25
III.2.7. Les poteaux : 26
III.2.8. Les voiles : 31

CHAPITRE IV CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. ETUDE DU L'ACROTERE : 33

IV.1.1. Introduction : 33

IV.1.2. Evaluation des charges et surcharges : 33

IV.1.3. Calcul des sollicitations : 34

IV.1.4. Calcul du ferraillage : 35

IV.2. ETUDE DES PLANCHERS : 39

IV.2.1. Introduction : 39

IV.2.2. Etude de la dalle de compression : 39

IV.2.3. Etude des poutrelles : 40

IV.3. ETUDE DES DALLES PLEINES : 49

IV.3.1. Evaluation des charges et surcharges 49

IV.3.2. Calcule des Sollicitations : 50

IV.3.3. Calcul du ferraillage : 50

IV.4. ETUDE DES BALCONS : 52

IV.4.1. Introduction : 52

IV.4.2. Evaluation des charges et surcharges : 53

IV.4.3. Calcul des Sollicitations : 54

IV.4.4. Calcul du ferraillage : 54

IV.5. ETUDE DES ESCALIERS : 57

IV.5.1. Evaluation des charges et surcharges : 57

IV.5.2. Calcul des sollicitations : 57

IV.5.3. Calcul du Ferraillage : 58

CHAPITRE V ETUDE AU VENT

V.1. INTRODUCTION : 62

V.2. APPLICATION DU RNV2013 : 62

V.2.1. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} 62

V.2.1.1. Calcul du coefficient d'exposition Ce 62

V.2.1.2. Intensité de turbulence Iv (z) : 63
V.2.2. Détermination du coefficient dynamique C_d 64
V.2.3. Détermination du coefficient de force C_f 64
V.2.3.1. Le facteur d'élancement ψλ 64
V.2.3.2. Coefficient de force sans écoulement libre $C_{f,0}$: 65
V.2.4. Détermination du coefficient de pression extérieur c_{pe} : 65
V.2.4.1. Parois verticales : 65
V.2.4.2. Toiture plate 67
V.2.5. Détermination du coefficient de pression intérieure c_{pi} : 68
V.2.6. Détermination du coefficient de pression du vent c_p : 68
V.2.7. Calcul de de la pression aérodynamique du vent w : 69
V.2.8. Détermination de la force de frottement : 70
V.2.9. Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$ et la force intérieur $F_{w,i}$: 70
V.2.10. La force exercée par le vent R : 71

CHAPITRE VI CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE 72
VI.2.1. Présentation du logiciel ETABS 72
VI.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE 73
VI.3.1. Modélisation de la première variante 73
VI.3.1.1. Résultats de l'analyse dynamique 73
VI.3.2. Modélisation de la deuxième variante : 75
VI.3.2.1. Résultats de L'analyse dynamique : 75
VI.3.3. Modélisation de la troisième variante : 77
VI.3.3.1. Résultats de l'analyse dynamique : 77
VI.3.4. Modélisation de la quatrième variante : 79
VI.3.4.1. Résultats de l'analyse dynamique : 79
VI.3.5. Conclusions : 81
VI.3.6. LES CARACTERISTIQUES DE LA VARIANTE RETENUE : 81

VI.4. ETUDE SISMIQUE 85
VI.4.1. Méthode statique équivalente (Article 4.1.2 du RPA99/version 2003) 85
VI.4.2. La méthode dynamique modale spectrale (Article 4.1.2 du RPA99/version 2003) 89
VI.4.3. Vérification des forces sismiques de calcul : 89
VI.4.4. Vérification de l'effort normal réduit : 90
VI.4.5. Vérification des déplacements inter-étages : 91
VI.4.6. Vérification de l'effet P-Δ : 92
VI.4.7. Vérification de reversement globale de la structure : 94

CHAPITRE VII CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1. INTRODUCTION : 96
VII.2. ETUDE DES POTEAUX : 96
VII.3. ETUDE DES POUTRES 104
VII.4. ETUDE DES VOILES : 118

CHAPITRE VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION 126
VIII.2. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE 126
VIII.2.1. Dimensionnement du voile périphérique 126
VIII.2.1.1. Etapes de calcul 126
VIII.3. ETUDE DES FONDATIONS : 132
VIII.3.1. Introduction 132
VIII.3.2. Les types des fondations 132
VIII.3.2.1. Choix du type de fondation 132
VIII.3.3. Dimensionnement du radier : 133
VIII.3.4. Vérification du radier : 134
VIII.3.5. Ferraillage du radier : 138
VIII.3.5.1. Ferraillage de la dalle du radier : 138
VIII.3.5.2. Ferraillage des nervures : 140

VIII.3.5.3. Ferraillage du débord..... 142

CHAPITRE IX CONCLUSION

CONCLUSION 143

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGHPHIQUE .

Figure I. 1: ossature en portique……..2

Figure I. 2: Pans de contreventement triangulés……..…....2

Figure I. 3: Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides…….…...3

Figure I. 4: Contreventement par remplissage en maçonnerie……...4

Figure I. 5: Noyaux, parois - haute rigidité et stabilité……..…….……4

Figure I. 6: Les solutions mixtes…….…….5

Figure I. 7: Arrangements du type de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation……...6

Figure I. 8 : Exemples pour la stabilité de torsion des systèmes de mur…….....7

Figure I. 9: Stabilités en torsion de systèmes de murs inélastique……..…….8

Figure I. 10: Force de résistance latérale par des noyaux en béton armé……...…….8

CHAPITRE II : PRESENATION DE L'OUVRAGE.

Figure II. 1:Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU…….….14

Figure II. 2 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS……..……15

Figure II. 3:Diagramme contrainte –déformation de calcul de l'acier…….…..….16

CHAPITRE III DESCENTE DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure III. 1:Coupe transversale sur un plancher à corps creux……...……18

Figure III. 2:Plancher terrasse inaccessible……..…….19

Figure III. 3:Etage courant……..……..20

Figure III. 4: Coupe transversale du mur extérieur…….....21

Figure III. 5:Caractéristiques géométriques de l'acrotère……..24

Figure III. 6: Dimension de la poutre transversale et le poutre longitudinale…….25

Figure III. 7: Coupes du voile en plan et en élévation…….……31

CHAPITRE IV CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure IV.1 : Schéma statique de l'acrotère……..……33
Figure IV.2 : Section de l'acrotère …….……..35
Figure IV.3 : Schéma du ferraillage de l'acrotère……...……..38
Figure IV.4: Schéma des armatures de la dall de compression…….……40
Figure IV.5: Les dimensions de la poutrelle…….40
Figure IV.6: Schéma statique de la poutrelle……...……43
Figure IV.7: Schéma du ferraillage de la travée des poutrelles des étages courants et RDC...49
Figure IV.8: Schéma représente le balcon……...…….52
Figure IV.9: Diagramme des efforts internes du balcon a L'ELU……..……..53
Figure IV.10: Diagramme des efforts internes du balcon a L'ELS…….……53
Figure IV.11: Schéma du ferraillage du balcon ……..…….57
Figure IV.12: Diagramme des efforts internes du balcon a L'ELS……..……58
Figure IV.13: Diagramme des efforts internes du balcon a L'ELU…….…….58
Figure IV.14: Schéma du ferraillage de l'escalier……..……..61

CHAPITRE V ETUDE AU VENT

Figure V. 1: Hauteur de référence ze pour h>2.b……..63
Figure V. 2: Légende pour les parois verticales d < e……...65
Figure V. 3: Cpe pour les parois verticales d < e……..65
Figure V. 4: Légende pour les parois verticales d > e……...……66
Figure V. 5: Cpe pour les parois verticales d > e……..66
Figure V. 6 : Légende pour les toitures plates……...…67

CHAPITRE VI CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure VI. 1: Positionnement des voiles de la 1^{ére} variante…….73
Figure VI. 2: 1^{ére} Mode de torsion couplé avec X…….73
Figure VI. 3: 2^{éme} Mode de torsion couplé avec X……...…73
Figure VI. 2: 3^{éme} Mode de Translation selon Y…….…….74
Figure VI. 3: Positionnement des voiles de la 2^{éme} variante…….……..…..75
Figure VI.6 : 1^{ére} Mode de Translation suivant X……...…..75

Figure VI.7: 2éme Mode de Torsion suivant Z……..……75
Figure VI. 8: 3éme Mode de Translation suivant Y……..…….76
Figure VI. 9: Positionnement des voiles de la 3éme variante……77
Figure VI. 10: 1ér Mode de Translation suivant X……..….77
Figure VI.11: 2éme Mode de torsion suivant Z……..……77
Figure VI. 12: 3éme Mode de Translation suivant Y……..78
Figure VI.13: Positionnement des voiles de la 4éme variante……...……79
Figure VI. 14: 1ére Mode de Translation suivant X ……..……79
Figure VI.15: 2éme Mode de Translation suivant Y……...……..…….….79
Figure VI.16: 3éme Mode de Torsion suivant Z……80
Figure VI.17: Spectre de réponse sismique de selon le RPA99/version 2003……..……89

CHAPITRE VII CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figures VII. 1: ferraillage des poteaux…….104
Figure VII. 2 : Ferraillage de la poutre transversale. ($4^{éme}$ étage)……...114
Figure VII. 3 : Ferraillage de les poutre longitudinales (RDC+1ér étage)…… 118
Figure VII. 4: Les efforts sur un voile……. 118
Figures VII.5 : Schéma de ferraillage du voile vx1BA (RDC)…….125

CHAPITRE VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII. 1: Poussée des terres……. ……..……..126
Figure VIII. 2:Croquis ferraillage de voile périphérique ……132
Figure VIII. 3: Coupe sur un radier. ……133
Figure VIII. 4: Périmètre de contour cisaillé. …….136
Figure VIII. 5: Les dimensions de la nervure. …….140
Figure VIII. 6: Schéma statique du débord ……..……142
Figure VIII.7: Croquis ferraillage radier nervurée dans le sens xx. ……...142

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENATION DE L'OUVRAGE.

Tableau II. 1:Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier F_e ……..…… 16

CHAPITRE III DESCENTE DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau III. 1:Estimation de l'épaisseur « e » du plancher……...…..18

Tableau III. 2:Descente des charges (terrasse inaccessible)…….……..19

Tableau III. 3:Descente des charges (étage courant)…….…….19

Tableau III. 4 : Descente des charges du (RDC)…….……20

Tableau III. 5: Descente des charges (Murs extérieurs)…….……21

Tableau III. 6:Descente des charges du balcon……..22

Tableau III. 7: caractéristiques de l'escalier de sous-sol-RDC……...……23

Tableau III. 8: Descente des charges (Paillasse de l'escalier)……23

Tableau III. 9:Descente des charges (Palier d'escalier)…….24

Tableau III. 10 : Résultat des charges Q et G……..27

Tableau III. 11:Résultat de calcul de la loi de dégression des charges……..……..28

Tableau III. 12:Estimation des sections droites (Poteaux centraux)……...……28

Tableau III. 13:Vérification des conditions de R.P.A 99/ version2003……..……29

Tableau III. 14:Vérification de condition du flambement…….….30

CHAPITRE IV CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau IV. 1: Evaluation de la charge (poids de l'élément)……..33

Tableau IV. 2: Calcul des sollicitations (combinaisons accidentelle)……34

Tableau IV. 3:Calcul des sollicitations (combinaisons fondamentales)…….35

Tableau IV. 2:Poids des planchers repris par la poutrelle……...41

Tableau IV. 3: Sollicitations à l'ELU des poutrelles……..44

Tableau IV. 4: Sollicitations à l'ELS des poutrelles……...45

Tableau.IV.7 : Calcul des combinaisons des charges……50

Tableau IV. 8: Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99……... 50

Tableau IV. 9: Evaluation des moments……50

Tableau IV.10: Ferraillages de la dalle pleine……50

Tableau IV. 11: Moment à l'ELS……...51

Tableau IV.12: Vérification des contraintes à l'ELS…….52

Tableau IV.13: Calcul des combinaisons des charges du balcon……53

Tableau IV.14: Calcul des combinaisons des charges d'escalier……...57

Tableau IV.15 :Calcul du ferraillage à l'ELU de l'escalier……58

CHAPITRE V ETUDE AU VENT

Tableau V. 1: Le calcul du coefficient d'exposition Ce……64

Tableau V. 2:Le calcul de la pression dynamique q_{dyn}……64

Tableau V. 3:Valeur de Cpe pour d < e……66

Tableau V. 4: Valeur de Cpe pour d > e……..……67

Tableau V. 5:Coefficients de pression extérieure des toitures plates……67

Tableau V. 6 : Valeurs de Cpe……..68

Tableau V. 7:Coefficient de pression de vent pour Cpi = +0.2……....68

Tableau V. 8:Coefficient de pression de vent pour Cpi = -0.3…….69

Tableau V. 9:Coefficient de pression de vent pour Cpi = +0.2……69

Tableau V. 10: Coefficient de pression de vent pour Cpi = -0.3……..70

Tableau V. 11:Détermination Calcul de la force extérieure Fw,e……...71

Tableau V. 12: Détermination Calcul de la force intérieur Fw,i…….71

CHAPITRE VI CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau VI. 1:Résultats de l'analyse dynamique de la 1^{ére} variante……...74

Tableau VI. 2: Résultats de l'analyse dynamique de la 2^{éme} variante…….……76

Tableau VI. 3: Résultats de l'analyse dynamique de le 3éme variante……78

Tableau VI. 4: Résultats de l'analyse dynamique de le 4^{éme} variante……..…80

Tableau VI. 5: Centre de gravité et le centre des masses de la variante retenue (4^{éme} variante)……...82

Tableau VI. 6:Excentricité théorique de la variante retenue (4^{éme} variante)……...83

Tableau VI. 7:Excentricité accidentelle de la variante retune (4^{éme} variante)…….……84

Tableau VI. 8: Excentricité Retenue de la variante retenue (4éme variante)……85

Tableau VI. 9: Valeurs des pénalités Pq…….....87

Tableau VI. 10:Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente……89

Tableau VI. 11:Vérification de l'effort normal réduit sous les combinaisons sismiques pour les poteaux……90

Tableau VI. 12:Vérification de déplacement inter-étages selon la direction X……....91

Tableau VI. 13: Vérification de déplacement inter-étages selon la direction Y……...92

Tableau VI. 14: Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X……..……...……93

Tableau VI. 15:Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y……...93

Tableau.VI.16 : Calcul du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens X ……..……94

Tableau.VI.17 : Calcul du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens Y ……...95

CHAPITRE VII CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau VII. 1: les propriétés dans les deux situations……. 96

Tableau VII. 2:Sollicitations des calculs des poteaux. ……101

Tableau VII. 3: Ferraillage longitudinal des poteaux. ……102

Tableau VII. 4: Ferraillage transversale des poteaux (70x70). ……102

Tableau VII. 5:Ferraillage longitudinal des poteaux (65x65). ……103

Tableau VII. 6: Vérification de la contrainte de cisaillement. ……103

Tableau VII. 7: Vérification à ELS des poteaux. ……103

Tableau VII. 8: Les sollicitations de calcul des poutres transversales. ……111

Tableau VII. 9: Ferraillage longitudinal total des poutres transversales. ……111

Tableau VII. 10: Les vérifications à l'ELU ($5^{éme}$ - $9^{éme}$ étage). ……112

Tableau VII. 11: Les vérifications à l'ELU ($10^{éme}$ - $14^{éme}$étage). ……112

Tableau VII. 12 : Les armatures transversales ($5^{éme}$ - $9^{éme}$ étage). ……113

Tableau VII. 13 : Les armatures transversales ($10^{éme}$ - $14^{éme}$étage). ……113

Tableau VII. 14 : Vérification à ELS des poutres transversales. ……113

Tableau VII. 15 : Les sollicitations des calculs des poutres longitudinales……..115

Tableau VII. 16: Ferraillage longitudinale total des poutres longitudinales. ……...115

Tableau VII. 17: Les vérifications à l'ELU (RDC- $4^{éme}$ étage)……115

Tableau VII. 18. Les vérifications à l'ELU ($5^{éme}$ - $9^{éme}$ étage). ……116

Tableau VII. 19:Les vérifications à l'ELU ($10^{éme}$ - $14^{éme}$ étage). ……116

Tableau VII. 20 : les armatures transversales (RDC –-$4^{éme}$ étage). ……..116

Tableau VII. 21: les armatures transversales ($5^{éme}$ –$9^{éme}$ étage). ……..117

Tableau VII. 22: les armatures transversales ($10^{éme}$ –$14^{éme}$ étage). ……..117

Tableau VII. 23: Vérification à ELS des poutres longitudinales. ……117

Tableau VII. 24 : calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VX3CD, VX5CD, VX3IJ, VX5IJ. ……122

Tableau VII. 25: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VX1AB, VX1BA. ……122

Tableau VII. 26: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VX1IJ, VX1JI, VX7CD, VX7DC, VX7IJ, VX7JI……...123

Tableau VII. 27: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VX4EF, VX4GH. ……123

Tableau VII. 28: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VYA13, VYL13 ……124

Tableau VII. 29: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VYC67, VYJ67. ……124

Tableau VII. 30: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VYE34, VYH34. ……125

Tableau VII. 31: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VYF36, VYG36 ……125

CHAPITRE VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII. 1: Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99……127

Tableau VIII. 2: Evaluation des moments. ……..127

Tableau VIII. 3: Ferraillages des voiles. ……..128

Tableau VIII. 4: Moment à l'ELS. ……..129

Tableau VIII. 5: Vérification des contraintes à l'ELS. ……130

Tableau VIII. 6: Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99. ……..130

Tableau VIII. 7: Evaluation des moments. ……..130

Tableau VIII. 8: Ferraillages des voiles. ……130
Tableau VIII. 9: Moment à l'ELS. ……..131
Tableau VIII. 10:Vérification des contraintes à l'ELS. ……...131
Tableau VIII. 11: Charges et surcharges. ……134
Tableau VIII. 12: Calcul des sollicitations à ELU. ……139
Tableau VIII. 13: Calcul des sollicitations à ELS. ……..139
Tableau VIII. 14: Calcul des armatures a l'ELU. ……139
Tableau VIII. 15: Ferraillages des nervures sens x. ……140
Tableau VIII. 16: Ferraillages des nervures sens y. ……141
Tableau VIII. 17:Vérification de non fragilité. ……141
Tableau VIII. 18: Vérification des contraintes à l'ELS. ……..141

INTRODUCTION GENERALE

ENSTP 2022/2023

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les plus anciens métiers exercés par l'homme la construction, il faut reconnaître qu'il a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que le séisme.

En Algérie et spécialement ces dernières années. Le secteur du bâtiment à connu une très grande évolution, en matière de conception, d'étude et qualité d'exécution et la quantité, afin de réduire la crise du logement, et créer des nouvelles villes hors le centre d'Alger et l'expansion dans les régions éloignées.

L'art de concevoir et dessiner des bâtiments est du ressort de l'architecte, aussi bien pour la forme globale que pour l'aménagement intérieure. Le génie civil a pour rôle de définir et choisir convenablement les matériaux, un dimensionnement et les détails constructifs appropriés et spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays et la concordance entre l'art et l'ingénieur.

Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'économie: minimiser les coûts du projet (les dépenses).
- Le confort.
- L'esthétique.

CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Le contreventement est un dispositif mis en place pour renforcer la résistance et la stabilité des structures, en particulier des bâtiments. Il s'agit d'un système de soutien qui permet de résister aux forces latérales, telles que les vents violents ou les séismes, qui peuvent exercer une pression latérale sur un bâtiment, et les transmettre aux fondations puis au sol. C'est aussi un dispositif efficace pour maintenir une structure dans une région à forte sismicité.

Le contreventement est généralement réalisé en ajoutant les éléments structuraux supplémentaires, tels que des murs, des poutres, ou des panneaux de métal, à la structure principale du bâtiment. Ces éléments sont positionnés de manière à créer un réseau ou une grille qui transfère les charges latérales sur l'ensemble de la structure, réduisant ainsi les déformations et les déplacements excessifs.

Le terme de contreventement est employé au sein de différent corps de métiers du bâtiment : en ossature métallique, en charpente, en menuiserie ou même en maçonnerie.

I.2. FONCTIONNEMENT DU CONTREVENTEMENT DANS LA CONSTRUCTION

Imaginez un cadre en bois ou en métal (carré ou rectangle vide à l'intérieur). Si vous appuyez sur un des côtés, il se déforme. Si, en revanche, vous fixez un morceau de bois en diagonale d'un coin à l'autre de l'intérieur de cadre, il résiste. Enfin, si vous poussez le cadre de l'autre côté, le morceau de bois sera tout aussi résistant.

Dans le premier cas, le morceau de bois est utilisé en compression, dans le second cas en tension. Si vous exercez une force de torsion, le morceau de bois résiste aussi à la déformation.

En conclusion, le bois triangule ou contrevente l'ensemble du cadre, ce qui résume le principe de contreventement.

Le contreventement est un principe constructif servant à stabiliser et rigidifier une structure. Il est utilisé :

- En toiture dans les parties inclinées : on parle alors de poutres au vent ;
- En façade dans les parties verticales : on parle de palées de stabilité.

I.3. LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENT

Le contreventement d'un bâtiment est constitué par l'ensemble des éléments structuraux capables d'assurer la résistance à un effort horizontal (vent, séisme, poussée des terres).

Ces éléments structuraux assurent la transmission de ces efforts jusqu'aux fondations de l'ouvrage et ils participent à la résistance au renversement de la structure dans son ensemble. Le contreventement des constructions est assuré généralement par un ou plusieurs dispositifs.

I.3.1. Contreventement par portiques

Les portiques doivent être dimensionnés pour résister non seulement aux charges gravitationnelles, mais également aux forces horizontales. Cette nécessité de résistance implique d'avoir des nœuds rigides dans les portiques. En conséquence, cela conduit généralement à l'utilisation de sections de béton et d'armatures plus importantes, ainsi qu'à des dispositions de ferraillage plus complexes par rapport aux structures de bâtiments courantes. (Voir la figure I.1).

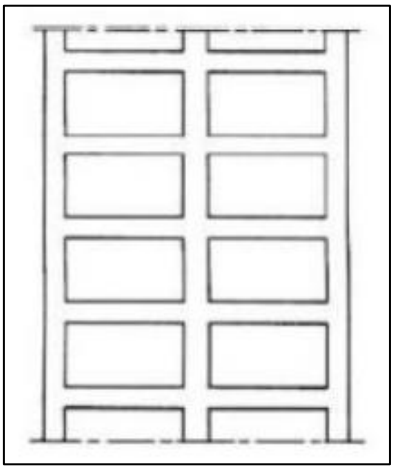


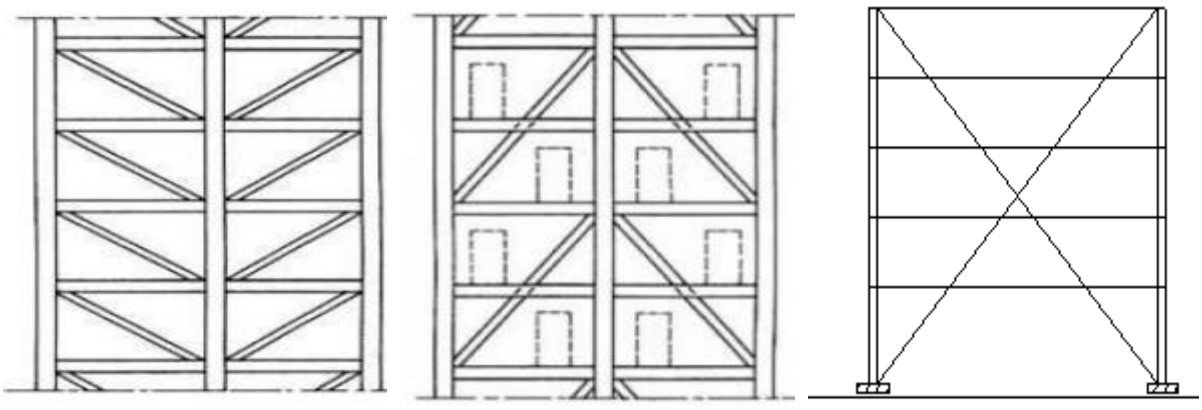
Figure I. 1: ossature en portique.

I.3.2. Contreventement par pans rigides

On distingue trois types essentiels :

- **Triangulation (treillis)**

Il s'agit du type le plus fréquent ; les treillis en N conviennent bien lorsqu'il n'y a pas d'inversions d'efforts. Lorsque l'on est en présence d'inversions d'efforts possibles on préfère les croix de saint André (quelquefois les treillis en K ou V peuvent convenir). (Figure I.2).



a) Sur la hauteur d'un étage b) Sur la hauteur de deux étages c) Croix de saint André

Figure I. 2: Pans de contreventement triangulés.

- **Contreventement avec voile en béton**

C'est la méthode de contreventement largement utilisée consiste à utiliser des voiles en béton armé, qui sont couramment disposés de manière transversale dans les bâtiments rectangulaires allongés. Ces voiles remplissent à la fois le rôle de transmission des charges verticales (RPA99), et de contreventement dans la direction transversale du bâtiment, sans nécessiter de renforcement supplémentaire par des poteaux. Cette approche offre une solution économique en permettant à ces voiles de supporter à la fois les charges gravitationnelles et de fournir le contreventement nécessaire.

En ce qui concerne le contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut également être obtenu en utilisant des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. Toutefois, ces voiles ne sont généralement prévus que dans certaines travées spécifiques. Pour atténuer les problèmes liés aux variations dimensionnelles causées par le retrait et la température, il est recommandé de positionner les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre du bâtiment, plutôt qu'aux extrémités. Il est particulièrement important d'éviter de les placer aux deux extrémités. (voir la figure I.3).

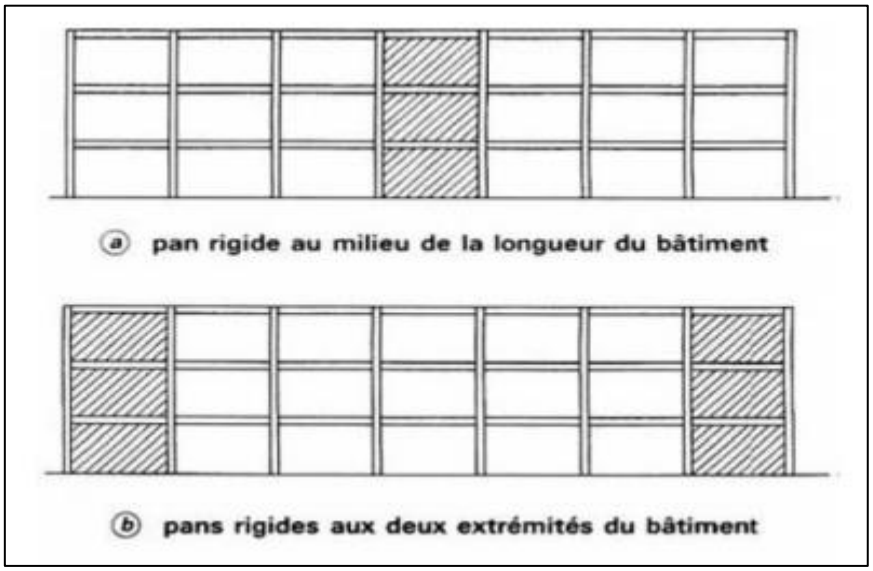


Figure I. 3: Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides.

- **Contreventement par remplissage en maçonnerie**

La solution de contreventement utilisant des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est particulièrement adaptée aux bâtiments de faible hauteur. Cependant, Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées cette condition est généralement remplie pour certains murs, tels que les murs de cages d'escaliers, les murs de séparation entre logements ou entre différents corps de bâtiment au niveau des joints, ou encore les murs pignons.

Il n'existe pas de méthode de calcul réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie soumis aux forces horizontales exercées aux niveaux des

planchers. Des essais ont été réalisés en France et à l'étranger, mais ils ont été limités à certains types de structures et de remplissages.

Par conséquent, on considère généralement dans les panneaux de maçonnerie des diagonales fictives comprimées. La largeur de ces diagonales est déterminée par des considérations pratiques, et il est vérifié que la contrainte qui en résulte reste inférieure aux valeurs normalement acceptables pour les maçonneries concernées. (voir la figure I. 4).

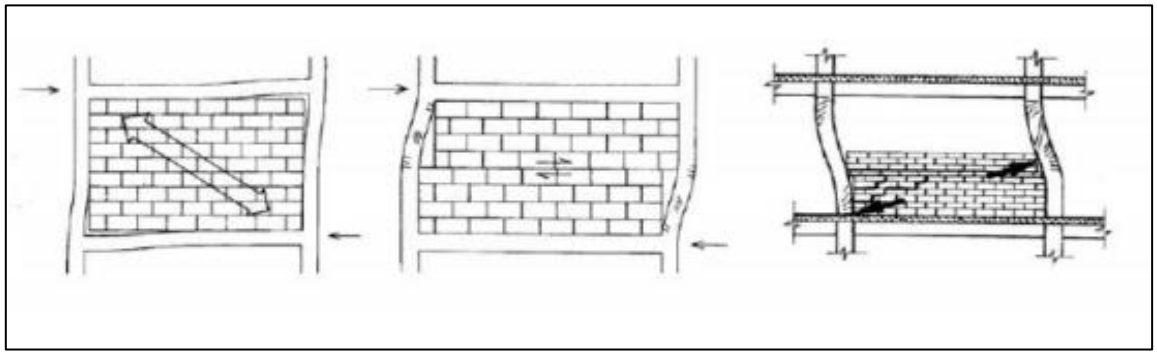


Figure I. 4: Contreventement par remplissage en maçonnerie.

I.3.3. Noyau de stabilité

Les immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux sont généralement stabilisés par une structure centrale constituée de parois verticales en béton armé, disposées selon des plans orthogonaux, ainsi que par les planchers. Cette structure centrale est généralement située dans la partie centrale de l'immeuble, où se trouvent les circulations verticales (telles que les ascenseurs et les escaliers de secours), ainsi que des locaux annexes qui ne nécessitent pas de lumière naturelle, (tels que les salles de bains, les toilettes, les vestiaires, les archives,… etc).

Les parois de ce noyau central assurent la transmission d'une partie des charges verticales et sont également responsables de la résistance aux forces horizontales, notamment aux effets du vent. Les éléments verticaux de la structure qui entourent ce noyau central ont principalement pour rôle de supporter les charges verticales. (voir la figure I.5).

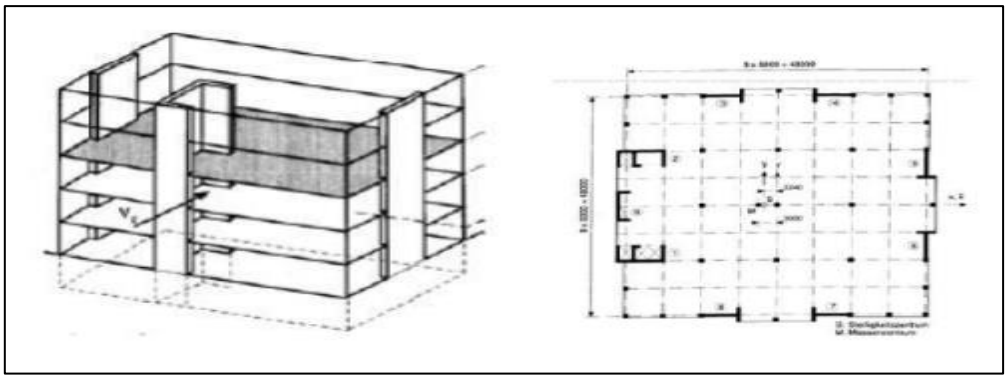


Figure I. 5: Noyaux, parois - haute rigidité et stabilité.

I.3.4. Ossatures mixtes

Il est tout à fait possible de recourir à des solutions mixtes en utilisant simultanément plusieurs des méthodes de contreventement mentionnées précédemment. Cependant, la difficulté principale réside dans la définition de la répartition des forces horizontales entre les différents éléments de contreventement, qui peuvent avoir des déformabilités très différentes en raison de leurs dimensions et de leur structure.

De plus, le contreventement longitudinal d'un bâtiment de forme rectangulaire allongée peut être réalisé de manière différente du contreventement transversal. Par exemple, le contreventement transversal peut être assuré par des voiles en béton armé, tandis que le contreventement longitudinal peut être réalisé à l'aide de portiques, surtout si l'on dispose d'un grand nombre de travées. (voir la figure I.6).

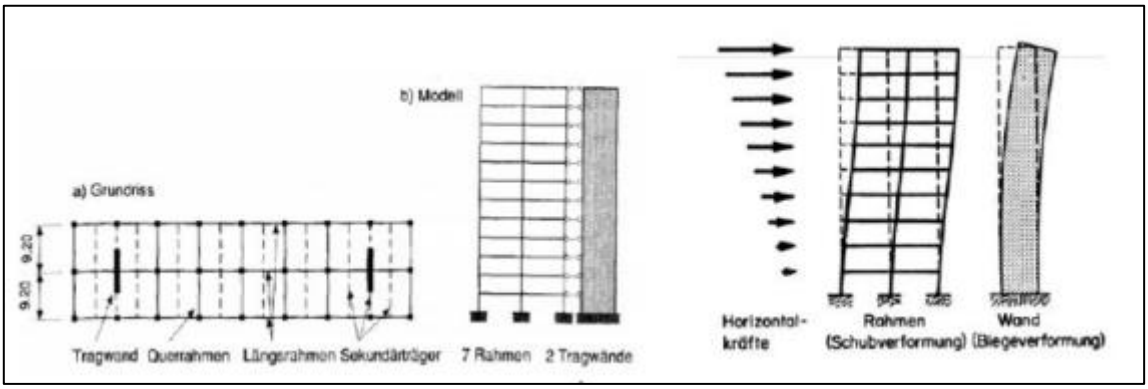


Figure I. 6: Les solutions mixtes.

I.4. CHOIX DU CONTREVENTEMENT

Le contreventement joue un rôle essentiel dans la stabilité de la structure en assurant à la fois la résistance horizontale et verticale lors de secousses sismiques, qui peuvent se produire dans les trois directions. Le contreventement horizontal a pour fonction de transmettre les forces latérales aux éléments verticaux, tels que les palées de stabilité. Afin d'assurer un contreventement horizontal efficace, il est important que les planchers et les toitures agissent comme des diaphragmes rigides, sans affaiblissement causé par des ouvertures excessivement grandes ou mal placées qui pourraient compromettre leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient également être évités, car ils peuvent entraîner le basculement des murs, notamment dans le cas de murs en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **Leur nombre :** au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **Leur disposition :** elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.

- **Leur distribution verticale :** être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

I.5. STRATEGIES DE L'EMPLACEMENT DES MURS DE CONTREVENTEMENTS

Les murs individuels dans un bâtiment peuvent subir des déplacements axiaux, de translation et de torsion. La contribution d'un mur à la résistance des moments de renversement, des forces de cisaillement et de la torsion dans chaque étage dépend de sa configuration en plan, de son orientation géométrique et de son emplacement dans le bâtiment. La position des murs de contreventement est souvent dictée par des considérations fonctionnelles. Les dispositions des voiles de contreventement peuvent être utilisées pour résister aux forces latérales.

Les concepteurs de structures peuvent conseiller les architectes sur les emplacements les plus appropriés pour les murs de contreventement afin d'optimiser la résistance sismique. Les principales considérations structurelles pour les murs porteurs sont la symétrie, la rigidité, la stabilité à la torsion et la capacité de résistance des fondations. L'objectif de la disposition des murs de contreventement est de répartir de manière uniforme les déformations inélastiques sur l'ensemble de la structure plutôt que de les concentrer uniquement sur quelques murs.

Une disposition typique des murs de contreventement est illustrée dans la figure (I.7). Dans le sens nord-sud, la résistance aux forces latérales par mur sera faible en raison du grand nombre de murs. Le comportement dans le sens est-ouest de la structure de la figure (a) sera plus critique en raison de la réduction de la surface murale disponible et du grand nombre d'ouvertures à prendre en compte. Outre le grand nombre de murs, l'adéquation des systèmes dans la figure (b) provient de la position des centres de masses et la rigidité étant confondus, d'où il en résulte une faible excentricité statique.

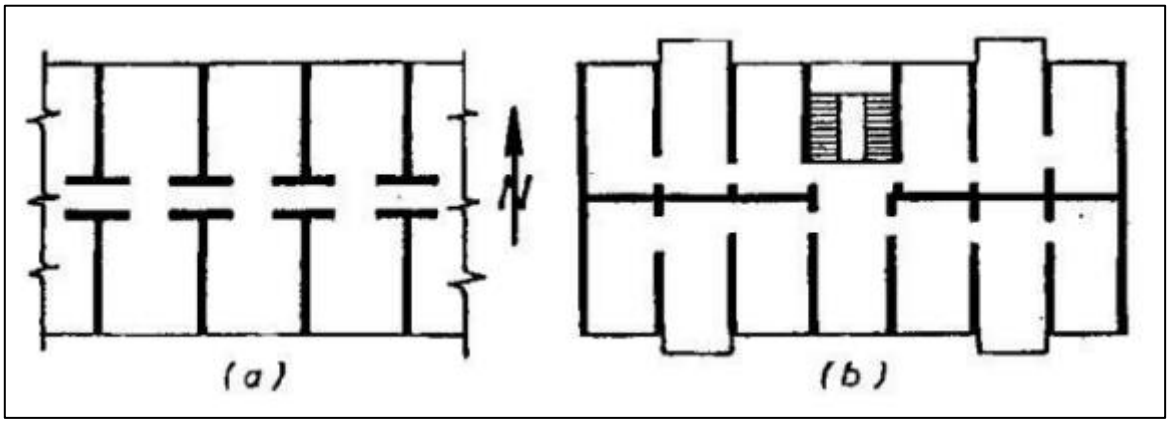


Figure I. 7: Arrangements du type de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation.

I.6. EFFET DE LA TORSION SUR LES SYSTEMES DES MURS DE CONTREVENTEMENTS

La stabilité à la torsion des systèmes de murs peut être évaluée en se référant à la figure (I.8). De nombreux murs porteurs sont ouverts et ont des parois minces avec une faible rigidité à la

torsion. Par conséquent, dans la conception parasismique, il est courant de négliger la résistance à la torsion des murs individuels, à l'exception des sections tubulaires.

Il est observé que la résistance à la torsion des dispositions de murs illustrées dans la figure (I.8) (a), (b) et (c) ne peut être atteinte que si la résistance des murs aux forces latérales par rapport à leur axe faible est significative. Cependant, dans ces exemples, cela n'est pas le cas, ce qui rend ces systèmes de torsion instables. Même si les calculs peuvent ne pas montrer d'excentricité des forces d'inertie pour les dispositions illustrées dans la figure (I.8) (a) et (c), ces systèmes ne seront pas capables de résister à la torsion.

En d'autres termes, il est important de prendre en compte la résistance à la torsion dans la conception parasismique des murs porteurs. Les dispositions de murs qui ne fournissent pas une résistance adéquate à la torsion peuvent être considérées comme instables et devraient être évitées.

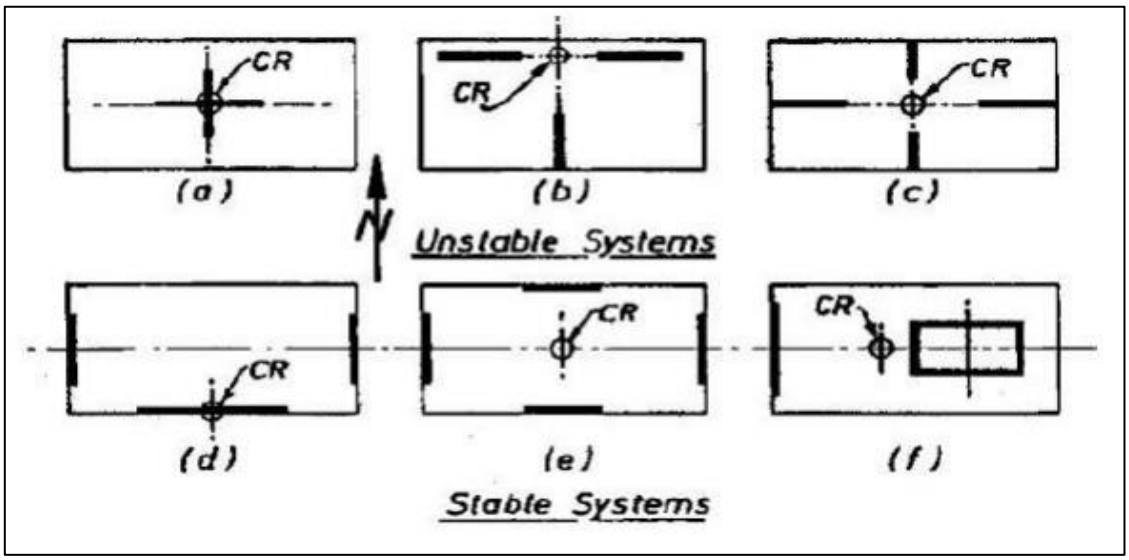


Figure I. 8 : Exemples pour la stabilité de torsion des systèmes de mur.

Les figures (I. 8) (d) et (f) montrent des configurations stables en torsion. Même dans le cas de la disposition de la figure (I. 8) (d), où l'excentricité significative présentée sous l'axe est-ouest de la force latérale, la résistance à la torsion peut être efficacement fournie par les actions induites dans le plan des murs court. Cependant, les systèmes excentriques, tel que représenté par les figures (I.8) (d) et (f), sont des exemples particuliers qui ne doivent pas être favorisés dans les bâtiments ductiles résistant aux séismes sauf les systèmes de résistances additionnels de la force latérale, tels que les portiques ductiles, sont également présents.

Pour illustrer la stabilité en torsion de systèmes de murs inélastique, les dispositions indiquées dans la figure (I. 9) peuvent être examinées. La force horizontale, H, dans le sens de la longueur peut être résistée efficacement dans les deux systèmes. Dans le cas de figure (I. 9) (a) l'excentricité, le cas échéant, sera faible, et les éléments dans la direction courte peuvent fournir la résistance à la torsion, même si le raidisseur de la section T peut ainsi être soumis à des déformations inélastiques dues à la force sismique de cisaillement H.

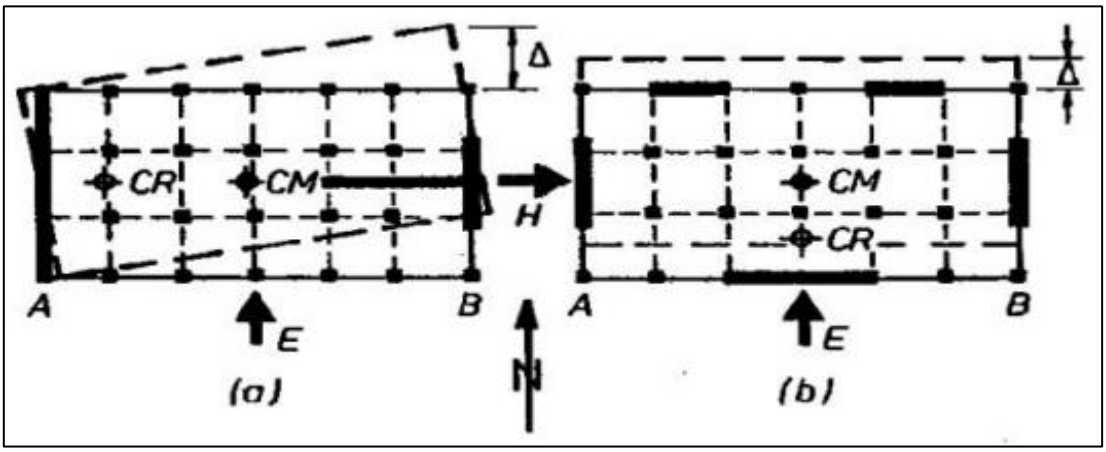


Figure I. 9: Stabilités en torsion de systèmes de murs inélastique.

Sous l'action sismique E dans la direction courte, la structure de la figure (I.9) (a) est apparemment stable, malgré l'excentricité importante entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR), figure (I.9). Cependant, il sera pratiquement impossible de s'assurer que les deux murs atteignent simultanément l'état maximal, en raison des incertitudes inévitables des distributions de masse et la rigidité. Si l'un des murs, soit B, le premier échec atteint d'abord, sa rigidité incrémentale permettra de réduire à zéro, ce qui provoque des rotations excessives d'étage comme indiqué. Il n'ya pas de murs dans le sens transversal à E (c'est à dire, la direction longue) pour offrir la résistance contre cette rotation, et donc la structure est en torsion instable.

En revanche, si l'un des deux murs parallèles à E dans la figure (I.9) (b), s'échec d'abord, comme c'est à nouveau probables, les murs dans la direction longue, ce qui reste élastique sous l'action de E, va stabiliser la tendance de la rotation incontrôlée par le développement du cisaillement en plan, et la structure est donc en torsion stable. Les cages d'ascenseur et des escaliers se prêtent à la formation d'un noyau en béton armé. Traditionnellement, ceux-ci ont été utilisés pour fournir la composante majeure à la résistance de force latérale dans les immeubles de bureaux à plusieurs étages. La résistance additionnelle peut être dérivée, si nécessaire, à partir du périmètre des portiques comme indiqué dans la figure (I.10) (a). La position d'un tel noyau central peut aussi fournir suffisamment de résistance à la torsion.

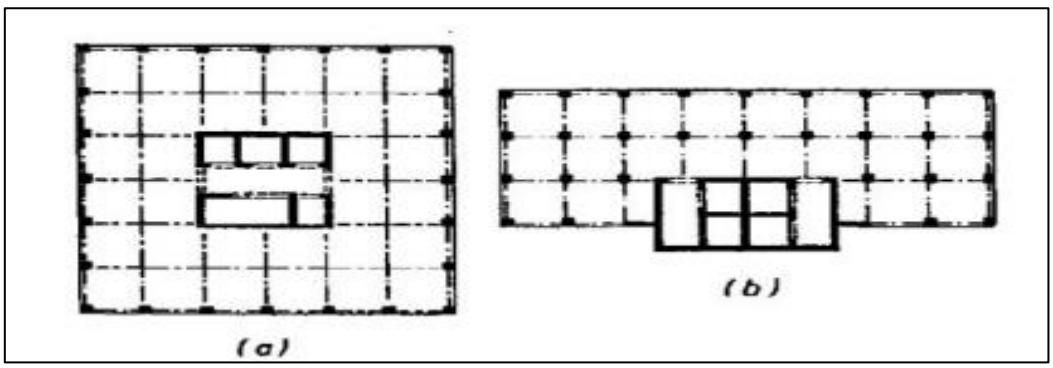


Figure I. 10: Force de résistance latérale par des noyaux en béton armé.

Pour une meilleure répartition de l'espace ou pour les effets visuels, les murs peuvent être disposés en position non rectiligne, circulaire, elliptique, en forme d'étoiles, rayonnantes, ou curvilignes. Alors que la répartition des forces latérales d'éléments d'un tel système complexe de murs porteurs peut exiger un traitement spécial de conception parasismique, en particulier celles relatives à la balance de torsion, restent les mêmes que celles décrites ci-dessus pour les murs simples rectilignes.

I.6.1. Stabilité locale d'un élément de contreventement

Afin d'assurer un transfert efficace et économique des forces horizontales, il est préférable de disposer les éléments de contreventement de manière à mobiliser le maximum de charges verticales et à réduire au minimum les moments d'encastrement au niveau des fondations. Dans cette optique, il est recommandé de placer les éléments de contreventement le plus à l'extérieur du bâtiment et de mobiliser l'ensemble de la masse du bâtiment pour obtenir une résistance optimale.

En effet, si l'on compare la déformation des deux structures avec des consoles de différentes raideurs :

- Pour la console d'une largeur réduite (noyau par exemple), on constate un besoin d'ancrage important nécessitant des fondations sur pieux ou barrettes, à cause de la faible dimension du bras de levier,
- A l'opposé, si le contreventement (console) concerne toute la largeur du bâtiment, on mobilise une charge verticale plus importante et parallèlement le moment d'encastrement est réduit (bras de levier plus important) dans des proportions qui permettent d'envisager une fondation sur radier.

CHAPITRE II

PRESENATION DE L'OUVRAGE

II.1.INTRODUCTION

La connaissance des propriétés des matériaux est fondamentale dans toutes les études, applications techniques et choix architecturaux. Le respect des exigences de sécurité des constructions, de confort et d'environnement est aussi directement lié aux performances et capacités des matériaux. Les mettre en relation avec les besoins de stabilité mécanique, de sécurité en cas d'incendie, de confort d'isolation (thermique et acoustique) et de protection contre l'humidité n'est pas simple, mais s'avère essentiel. Pour le calcul des éléments (poteaux, poutres, voiles…etc.) constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues BAEL91, RPA99/version 2003 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton, acier), le dimensionnement et le ferraillage des éléments résistants de la structure.

II.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+14 avec 2 sous-sols à usage d'habitation. Le projet est implanté dans la Wilaya de Boumerdes.

Le bâtiment est un ouvrage en béton armé constitué d'une ossature mixte (portiques et voile en béton armé, conformément aux exigences du RPA99/version 2003).

Le bâtiment est composé de : (voir les plans en Annexe A)

- Le 1er sous-sol à usage commercial.
- Le 2eme sous-sol à usage de cave.
- Le rez de chaussée à usage commercial.
- Quatorze étages courants à usage d'habitation.

II.2.1. Caractéristiques de la structure

- Longueur en plan longitudinale ---------- 34.55 m.
- Largeur en plan transversale ---------- 17.65 m.
- Hauteur 1er sous- sol ---------- 3.06 m.
- Hauteur 2eme sous- sol ----------3.06 m.
- Hauteur du RDC et étage courant---------- 3.00 m.
- Hauteur totale---------- -------45 m.

II.2.2. Les données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 2.5$ bars.

II.3.REGLEMENTS UTILISES

- **BAEL91** : Règle Technique De Conception et De Calcul Des ouvrages et constructions enBéton Armé, Suivant La Méthode Des Etats Limites.
- **RPA 99/ version 2003** : Règlement Parasismique Algérien 99/ version 2003.
- **DTR BC2-2** : Document Technique Réglementaire / Charge Permanente Et D'exploitation.
- **DTR C2-4.7 RNV 99** : Document Technique Réglementaire Neige Et Vent 1999.
- **DTR BC 2-41 :** Règles de conception et calcul des structure beton arme CBA 93.

II.4.CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX

II.4.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant. Le liant peut être qualifié d'« hydrique », lorsque sa prise se fait par hydratation. Ce liant est appelé couramment « ciment », on obtient dans ce cas un « béton de ciment », l'un des plus fréquemment utilisés, On peut aussi utiliser un liant hydrocarboné (bitume), ce qui conduit à la fabrication du « béton bitumineux ».

Le béton mise en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celle fixées par le C.B.A 93 ou le BAEL 91.

II.4.2. Compositions du béton

- **Les granulats**

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

- **Sable**

Le sable est constitué par des grains fins (< 5mm) il peut être naturel (lit de rivère,…etc.) ou artificiel (obtenu par concassage des roches dures). Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Graviers**

Ils sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 à 30 mm, provenant de roches naturelles ou artificielles, utilisées telles quelles ou concassées. On distingue :

- **Graviers roulés** : extraits de lit de rivière.
- **Graviers concassés** : extraits par concassage des roches, elles doivent être trés dures, propres et non gélives.

- **Ciment**

Le ciment est une matière pulvérulente, jouant un rôle de liant, à base de silicate et d'aluminate de chaux, obtenu par cuisson, en proportions variables selon les matières premières utilisées.

Les matières premières essentielles sont la roche calcaire et l'argile. Elles sont broyées et éventuellement additionnées à des produits secondaires.

Le mélange obtenu s'appelle le cru ou farine est composé d'environ 80% de calcaire et d'environ 20% d'argile.

Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **L'eau de gâchage**

L'eau de gâchage est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec du béton. Elle est nécessaire pour :

- L'hydratation du ciment (réaction entre le ciment et l'eau).
- Le mouillage des granulats.
- La facilité de mise en place du béton (l'ouvrabilité).

L'eau entrant dans la composition du béton devra être propre, pour assurer l'intégrité du mélange. La quantité d'eau introduite dans la composition de béton influe d'une part sur la facilité de mise en œuvre et d'autre part sur la résistance de ce dernier.

- **Les adjuvants**

Présents sous forme de liquide ou de poudre, les adjuvants sont ajoutés en faible quantité $<5\%$ du poids de ciment.

Ils permettent de modifier la consistance du béton, les temps de prise, l'étanchéité, ou la résistance au gel. Ils sont classées selon l'action principale qui les définit. On peut citer :

- Les plastifiants ou super plastifiant (améliorent l'ouvrabilité, réduction de l'eau…etc.).
- Les accélérateurs de prise et/ou de durcissement (utilisés en période hivernale, décoffrage rapide…etc.).
- Les retardateurs de prise et/ou de durcissement (temps chaud, béton de masse…etc.).
- Les entraineurs d'air (résister aux cycles gel-dégel).
- Les hydrofuges (rendre les mortiers et les bétons étanches).

II.4.3. Dosage du béton

Le béton qui sera utilisé dans la réalisation de ce projet sera dosé à **(350** kg $/m^3$ **)** de ciment **CPA 325** avec un contrôle attentif. Une attention particulière doit être observée lors du gâchage, et du coulage du béton. La masse volumique du béton est de 25 kg $/m^3$ **.**

II.4.4. Résistances mécaniques du béton

II.4.4.1. La résistance en compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression. Cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} . f_{c28} & \text{si} \quad j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si} \quad j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1.4 + 0.95j} . f_{c28} & \text{si} \quad j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si} \quad j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

II.4.4.2. La résistance en traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation :

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si} \quad j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si} \quad j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour notre projet, nous avons opté pour :

$$\mathbf{f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}.}$$

II.4.4.3. Modules de déformation longitudinale

- **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

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

Pour : $f_{c28} = 35$ MPa $\rightarrow \mathbf{E_{ij} = 35981.72941 \text{ MPa}}.$

- **Module de déformation différée**

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

Pour : $f_{c28} = 35$ MPa $\rightarrow \mathbf{E_{vj} = 12102.94535 \text{ MPa}.}$

- **Coefficients de poisson**

Le coefficient de poisson sera pris égal à ν = 0 pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à ν = 0,2 pour un calcul de déformations à l'ELS.

II.4.5. Contrainte limite

II.4.5.1. Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)

- **Contrainte ultime du béton**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme des contraintes déformations donné sur la Figure (II.1) ci-après.

- La valeur de calcul de la contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

Où :

- Le coefficient de sécurité partiel.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1{,}5 \text{ cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1{,}15 \text{ cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
  - θ = 1 si la durée est supérieure à 24h
  - θ = 0,9 si la durée est comprise entre 1h et 24h

Pour : $\gamma_b = 1.5$ et θ = 1 $\rightarrow$ $\mathbf{f_{bu} = 19.833\ MPa}$

Pour : $\gamma_b = 1.15$ et θ = 1 $\rightarrow$ $\mathbf{f_{bu} = 25.869\ MPa}$

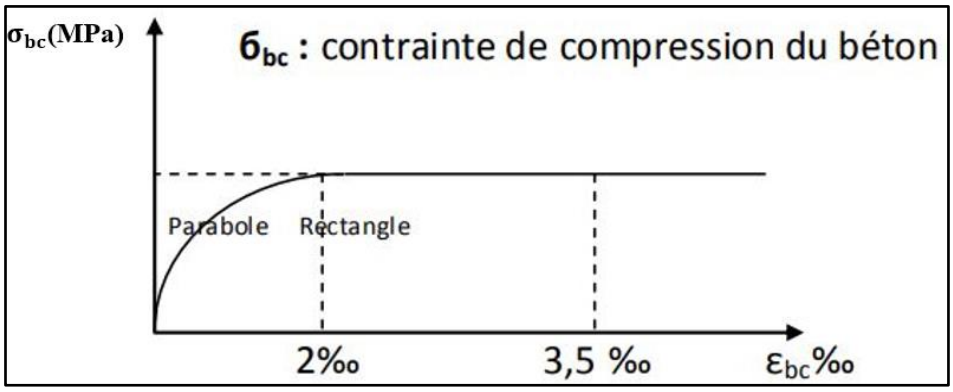


Figure II. 1:Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

- **Contrainte ultime de cisaillement : (BAEL91)**

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Dans notre projet :

- $\bar{\tau}_u = 4.667$ MPa Fissuration peu préjudiciable.
- $\bar{\tau}_u = 3.5$ MPa Fissuration préjudiciable très préjudiciable.

II.4.5.2. Etat limite de service (E.L.S)

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée un coefficient de poisson $\nu = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

La figure (II.2) illustre le comportement du béton à l'ELS.

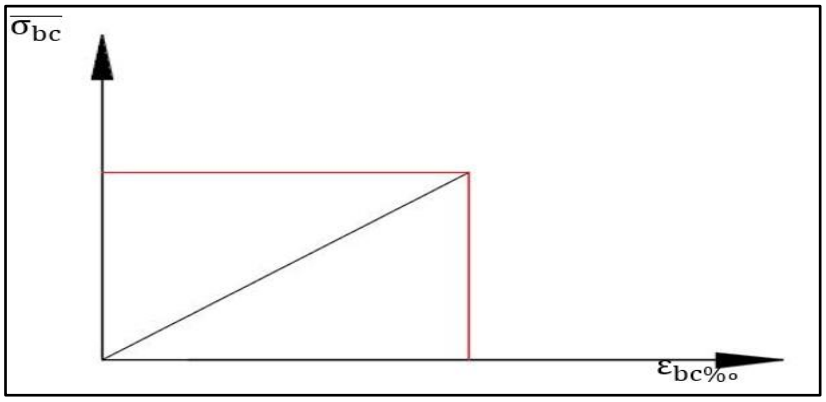


Figure II. 2 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

II.4.6. Les aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour une teneur en carbone de 0.15 à 0.25%.
- Nuance mi-dure pour une teneur en carbone de 0.25 à 0.40%.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations plastiques importantes avant la rupture.

II.4.6.1. Les caractéristiques mécaniques :

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

Le Tableau (II.1) résume les valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier.

Tableau II. 1:Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier F_e.

Type	Nuance	F_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées (interdit en zone sismique).
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 Φ> 6mm TL50 Φ ≤ 6mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

- **Contrainte limite des Aciers**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU suit une loi de type élasto-plastique parfait. On introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

La figure (II.3) illustre ce comportement.

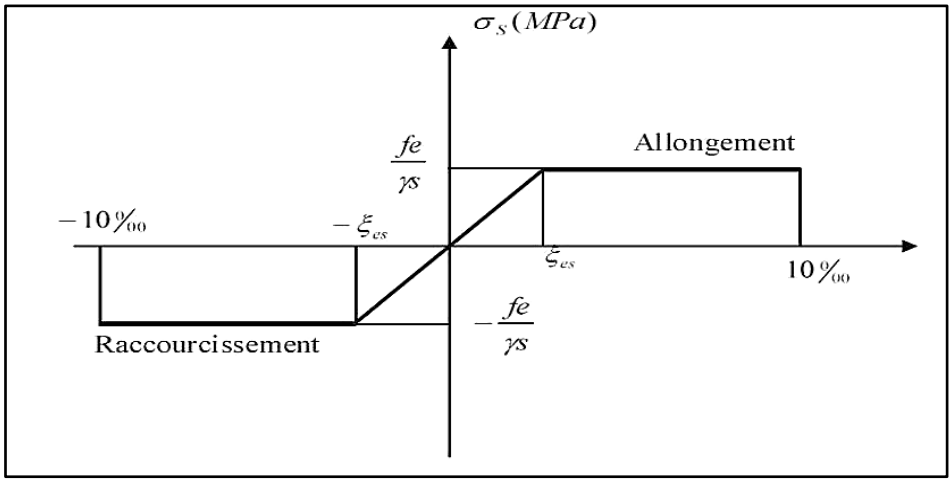


Figure II. 3:Diagramme contrainte –déformation de calcul de l'acier.

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{0.5 f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

η: coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ Pours ronds lisses R.L.
- $\eta = 1.6$ Pour hautes adhérences H.A.

- **Module d'élasticité de l'acier**

$E_S = 200000$ MPa

CHAPITRE III
DESCENTE DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1.INTRODUCTION

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99/ version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

III.2.PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

III.2.1.Les planchers

III.2.1.1.Plancher en corps creux

L'épaisseur « e » du plancher est obtenue par condition de flèche suivante :

$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$ ..... [article (7.6.8, 424) du BAEL91]

$L = \min(L_X, L_Y)$.

Avec :

$\boldsymbol{h_t}$**:** Hauteur totale du plancher.

L : Plus grande portée entre nus d'appuis des poutrelles.

Le tableau (III.1) résume l'estimation de l'épaisseur du plancher.

Tableau III. 1:Estimation de l'épaisseur « e » du plancher.

L_x(m)	L_y(m)	h_t(cm)
4.4	5.4	21

On adopte pour un plancher de 16+5 composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 5 cm.

La figure (III.1) schématise ce type de plancher.

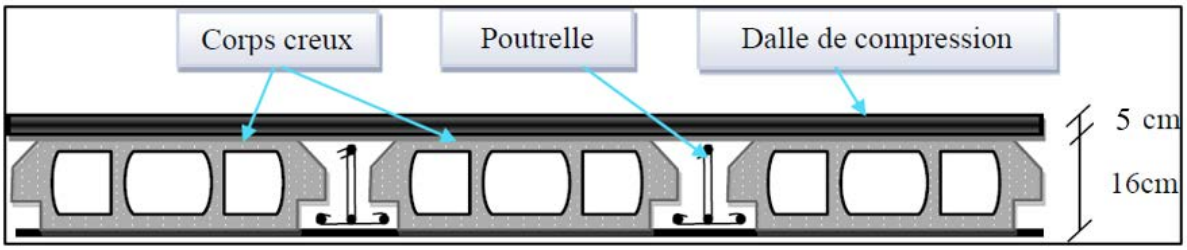


Figure III. 1:Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

III.2.1.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

Le tableau (III.2) indique la descente des charges pour la terrasse inaccessible.

Tableau III. 2:Descente des charges (terrasse inaccessible).

N◦	Désignation	E (m)	Poids volumique ρ(kN/m³)	poids G (kN/m²)
1	Gravillons de protection roulés	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton sur forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Plancher en corps creux	(0.16+0.05)		3.35
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	**7.03**

Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1kN/m^2}$.

La figure (III.2) schématise les constituants du plancher terrasse.

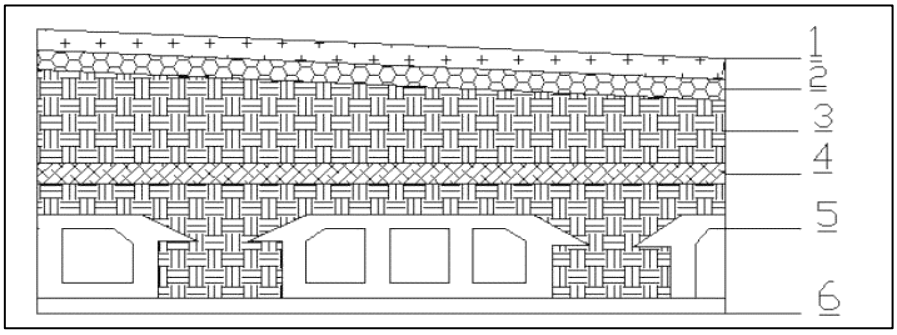


Figure III. 2:Plancher terrasse inaccessible.

III.2.1.1.2. Plancher étage courant

Le tableau (III.3) indique la descente des charges pour les planchers d'étage courants.

Tableau III. 3:Descente des charges (étage courant).

N◦	Désignation	E (m)	Poids volumique ρ(kN/m³)	Poids G (kN /m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	(0.16+0.05)		3.35
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons	0.1	10	1
			G	**5.75**

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

La figure (III.3) montre une coupe transversale du plancher de l'étage courant.

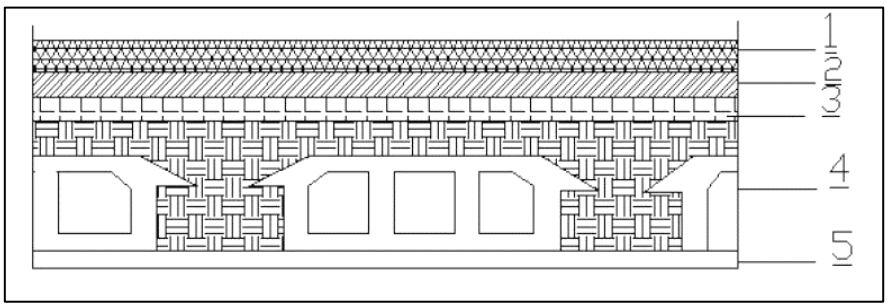


Figure III. 3:Etage courant.

III.2.1.2.Dalle pleine (RDC) :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions :

$l_x < l_y$

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$

$e \geq \frac{l_x}{20}$ Pour un panneau isolé.

$e \geq \frac{l_x}{25}$ Pour un panneau continu.

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$

$e \geq \frac{l_x}{30}$ Pour un panneau isolé.

$e \geq \frac{l_x}{40}$ Pour un panneau continu.

Pour $4.4 < 5.4$:

Donc : $\alpha = \frac{440}{540} = 0.81 > 0.4$

Pour un panneau continu :

$e \geq \frac{440}{40} \rightarrow e \geq 11$

- **Résistance au feu :**

e =17,5 cm Pour un coupe-feu de quatre heures.

Donc on opte une épaisseur **e=20 cm**

Tableau III. 4 : Descente des charges du (RDC).

N◦	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kN/m^3)	Poids G (kN /m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.2	25	5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	cloisons	0.1	10	1
			G	**7.40**

Surcharge d'exploitation d'étage courant : $\mathbf{Q = 5\ kN/m^2}$

III.2.2.La maçonnerie

III.2.2.1.Murs extérieurs :

La maçonnerie des murs extérieurs est constituée d'une maçonnerie en briques creuses en double cloisons avec 30 % d'ouverture.

Le tableau (III.5) indique la descente des charges pour les murs extérieurs.

Tableau III. 5: Descente des charges (Murs extérieurs).

N◦	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kN/m³)	poids G (kN /m²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
2	Briques creuses	0.1	9	0.90
3	Briques creuses	0.1	9	0.90
4	Enduit intérieur de ciment	0.02	10	0.20
			G	**2.4**

$\mathbf{Q = 1.68\ kN/m^2}$

La figure (III.4) montre une coupe transversale du mur extérieur.

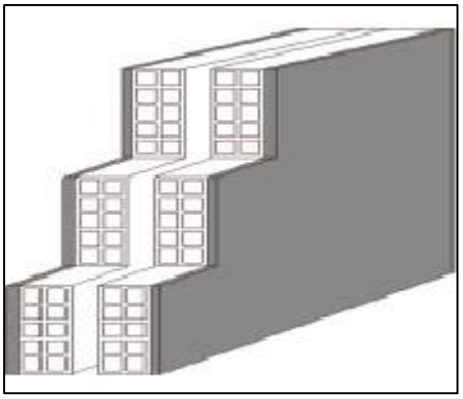


Figure III. 4: Coupe transversale du mur extérieur.

III.2.3.Les Balcons

Ils sont constitués d'une dalle pleine. Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions suivantes :

$l_x < l_y$

Pour : $150 < 370$:

Donc :

$$\alpha = \frac{150}{370} = 0.41 \geq 0.4$$

Pour un panneau continu :

$e \geq \frac{150}{40} \rightarrow e \geq 3.75$

Donc on opte une épaisseur **e=15cm**

Le balcon est constitué par une console en béton armé, On estime le poids propre comme de ce dernier est exprimé dans le tableau (III.6) ci-après.

Tableau III. 6:Descente des charges du balcon.

N◦	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kN/m³)	poids G (kN /m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	10	0.2
			G	**5.15**

Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 3.5\ kN/m^2}$

III.2.4.Les Escaliers :

III.2.4.1.Formule de Blondel :

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

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

Pour h =17cm

$g + 2(17) = 64\text{cm} \rightarrow \mathbf{g = 30\ cm}$ (Voir la figure III.5).

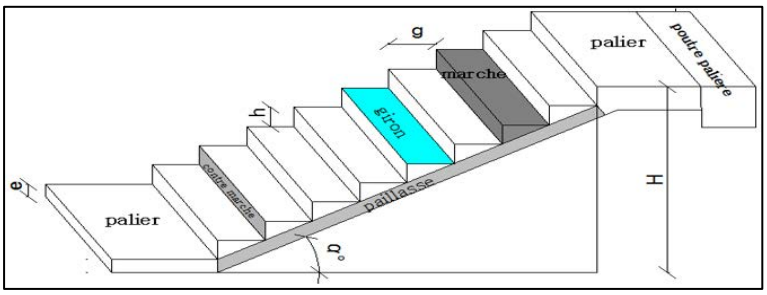


Figure III.5 : Schéma d'escalier

III.2.4.1.1. Niveau étage courant :

Hauteur d'étage : $he = 300\text{cm}$

Hauteur de la volée: $H = he/2 = 300/2 = 150\text{cm}$

- **Détermination du nombre de marches :**

  $n = \frac{150}{17} = 9$ contremarches dans chaque volée.

- **Longueur de ligne de foulée :**

$$L = (n_1 - 1).g \Rightarrow L = 0.3 \times 8 = 2.4m.$$

- **Inclinaison :**

$$\text{arctg}\,\alpha = \frac{150}{240} = 32.01°$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L_p = \frac{150}{\sin\alpha} = 282.98cm$$

- **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

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

$$\frac{282.98}{30} \leq e_p \leq \frac{282.98}{20} \quad \rightarrow \quad 9.43 \leq e_p \leq 14.15$$

En prend **e= 12cm**

III.2.4.1.2. Sous-Sol –RDC :

Le tableau (III.7) résume les caractéristiques de l'escalier de sous-sol-RDC.

Tableau III. 7: caractéristiques de l'escalier de sous-sol-RDC.

he (cm)	H (cm)	h (cm)	N	L (m)	α_1(°)	L_{p1} (cm)	e (cm)
306	**153**	17cm	9	**2.4**	32.518°.	284.616 cm	**15**

III.2.4.2.Paillasse

Le tableau (III.8) indique la descente des charges pour la paillasse de l'escalier.

Tableau III. 8: Descente des charges (Paillasse de l'escalier).

N°	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kN/m³)	Poids G (kN /m²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment horizontal	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
5	Mortier de ciment vertical	0.02	20	0.4
6	Poids propre de la paillasse	0.2	25	5
7	Poids propre des marches	0.17 / 2	22	1.87
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
9	Garde-corps			0.1
			G	**9.21**

Sur charge d'exploitation : $\mathbf{Q = 2.5\ kN/m^2}$.

III.2.4.3.Palier :

Le tableau (III.9) résume la descente des charges pour le Palier d'escalier.

Tableau III. 9:Descente des charges (Palier d'escalier).

N°	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kN/m³)	poids G (kN /m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose en ciment	0.02	20	0.4
5	Poids propre du palier	0.2	25	5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	**6.4**

Sur charge d'exploitation $\mathbf{Q = 2.5\ kN/m^2}$

III.2.5.L'acrotère :

- **Calcul de la surface :**

$$S = (0.8 \times 0.1) + (0.05 \times 0.25) + (\frac{0.15 \times 0.25}{2} \times 0.05) = 0.093\ m^2$$

- **Evaluation de la charge :**

$\rho = 25\ KN/m^3$

$G = S \times 25 = \mathbf{2.325\ kN/m}$

La figure (III.6) montre une section de l'acrotère**.**

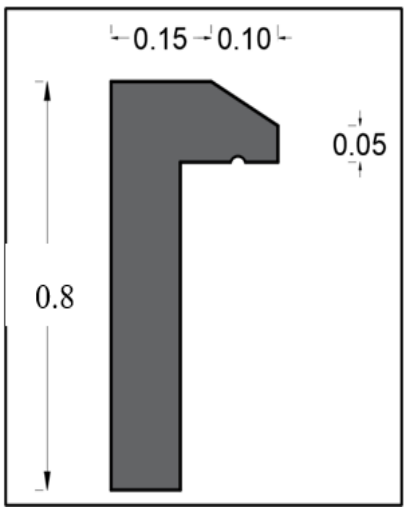


Figure III.6:Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

III.2.6.Les poutres :

Les poutres doivent respecter les conditions et les dimensions suivantes du BAEL91 suivant :

$$L_{max}/_{15} \leq h \leq L_{max}/_{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Et selon l'article (7.5.1) du DTR BC. 2.48 (RPA99/Version2003) :

$b \geq 20$ cm. ; $h \geq 30$ cm et $h/b \leq 4.0$.

Avec :

L : Portée de la poutre.

h : Hauteur de la section.

b : Largeur de la section.

III.2.6.1.Poutres principales :

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles reposent sur des éléments porteurs :

- **La hauteur h :**

Pour $\mathbf{L_{x,max} = 540cm}$

$$540/_{15} \leq h \leq 540/_{10} \quad \rightarrow \quad 36\ cm \leq h \leq 54\ cm$$

On prend : **h = 45 cm.**

- **La largeur b :**

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \rightarrow \quad 13.5\ cm \leq b \leq 31.5\ cm$$

On prend : **b = 30 cm.**

III.2.6.2.Poutres secondaires :

Elles assurent le chaînage et elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales :

Pour $\mathbf{L_{y,max} = 440m}$

On prend : **h = 40 cm** et **b = 30 cm.**

La figures (III.7) montre les sections des poutres transversales et les poutres longitudinales.

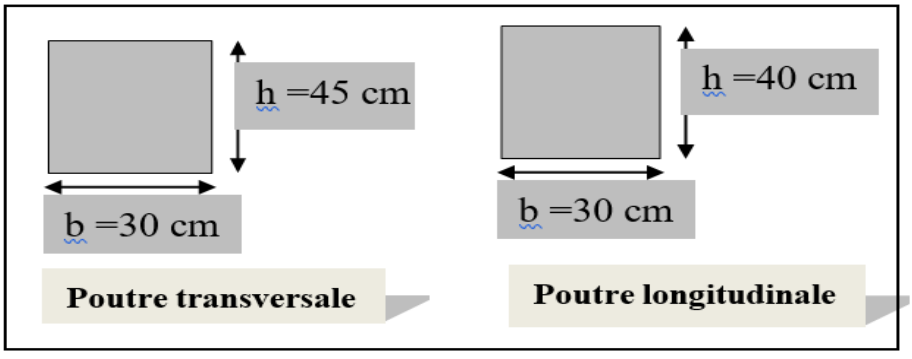


Figure III. 7: Dimension de la poutre transversale et le poutre longitudinale.

III.2.7.Les poteaux :

Selon l'article B.8.4.1 du BAEL 91 : l'effort normal ultime Nu agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s}\right) \quad \rightarrow \quad B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85\frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s}\right]}$$

Avec :

$N_{ul} = 1{,}35\, N_G + 1{,}5 N_Q$

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

B_r : est la section réduite du poteau

f_{c28} : Résistance à la compression du béton **f_{c28} = 35MPa.**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} \qquad \rightarrow \qquad \mathbf{f_{bc} = 19.833\ MPa.}$$

$\theta = 1$ (charge > 24)

- f_e = 500MPa.
- $f_e / \gamma_s = 500/1.15 = 434.783$ MPa.

Avec :

- γ_b : 1,5.
- γ_s: 1,15.
- **β** : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux et qui prend les valeurs suivantes :

$\beta = 1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2$ si $\lambda \leq 50.1$

$\beta = 0.85 \times \frac{\lambda^2}{1500}$ si $50 < \lambda < 70$

On se fixe sur un élancement mécanique par exemple **λ = 35** et **β = 1.2**

III.2.7.1.Poteaux centraux :

- **Calcul de la surface influencée :**

$S = S1 + S2 + S3 + S4$

$S = (1.4 \times 2.7) + (2.7 \times 2.2) + (1.4 \times 1.825) + (2.2 \times 1.825)$

$\mathbf{S = 16.29 m^2}$

$\boldsymbol{S' = 1.15 \times 16.29 = 18.7335\ m^2}$

- **Niveau terrasse inaccessible :**

Plancher terrasse : $G_{pt} = 0.703 \times 18.7335 = 13.17$ t

Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.45) \times 4.525 + (0.25 \times 0.4) \times 3.35] = 2.365$ t

Surcharges : $Q = 0.1 \times 18.7335 = 1.8734$ t

$$\mathbf{G_T = 15.535\ t \quad ; \quad Q = 1.8734\ t}$$

- **Niveau étage courant (1-13éme étage) :**

Plancher : $G_{EC} = 0.575 \times 18.7335 = 10.7718t$

Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.45) \times 4.525 + (0.25 \times 0.4) \times 3.35] = 2.365t$

Surcharges : $Q = 0.15 \times 18.7335 = 2.81\ t$

$$\mathbf{G_T = 13.1368\ t} \quad ; \quad \mathbf{Q = 2.81}\ t$$

- **Niveau RDC + Sous-sol :**

Plancher : $G_{EC} = 0.74 \times 18.7335 = 13.863\ t$

Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.45) \times 4.525 + (0.3 \times 0.4) \times 3.35] = 2.365t^2$

Surcharges : $Q = 0.5 \times 18.7335 = 9.3668t$

$$\mathbf{G_T = 16.228\ t} \quad ; \quad \mathbf{Q = 9.3668}t$$

Le tableau (III.10) résume les résultats des charges permanente (G) et d'exploitation(Q).

Tableau III. 10 : Résultat des charges Q et G.

	Poteau central	
La charge	**G (t)**	**Q (t)**
Terrasse non accessible (14éme étage)	15.535	1.8734
1-13éme étage	13.1368	2.81
RDC	16.228	9.3686

- **La dégression des charges (D.T.R B.C.2.2 article 6.3) :**

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement **:**

$$\mathbf{Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{n} Q_1 \quad pour\ n \geq 5}$$

Sous terrasse …… Q_0.

Sous étage 1 ……$Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 …… $Q0 + 0{,}95\ (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 …… $Q0 + 0{,}90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4…… $Q0 + 0{,}85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage 5 …… $Q0 + 0{,}80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.

Sous étage n …… $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \cdots \ldots + Q_n)$ Pour n≥5.

Avec :

$\mathbf{Q_0}$**:** Surcharge d'exploitation à la terrasse.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Le tableau (III.11) résume les résultats de calcul de la loi de dégression des charges.

Tableau III. 11:Résultat de calcul de la loi de dégression des charges.

Niveau	Poteau central (t)
Terrasse inaccessible	1.8734
13éme étage	4.6834
12éme étage	7.2124
11éme étage	9.4604
10éme étage	11.4274
9éme étage	13.1134
8éme étage	14.5184
7éme étage	15.9234
6éme étage	17.3284
5éme étage	18.7334
4éme étage	20.1384
3éme étage	21.5434
2éme étage	22.9484
1 ér étage	24.3534
RDC	29.7393

- **Estimation des sections droites :**

Le tableau (III.12) résume toutes les dimensions des sections droites pour les poteaux centraux.

Tableau III. 12:Estimation des sections droites (Poteaux centraux).

Niveau	G (t)	N_G (t)	Q (t)	N_Q (t)	N_{UL} (t)	B_r (m^2)	A (m)	B (cm^2)
14éméétage	15.535	15.535	1.8734	1.8734	23.7824	0.015	0.122	**45x45**
13éme étage	13.1368	28.6718	2.81	4.6834	45.732	0.029	0.170	**45x45**
12éme étage	13.1368	41.8086	2.81	7.2124	67.2602	0.042	0.205	**45x45**
11éme étage	13.1368	54.9454	2.81	9.4604	88.3669	0.056	0.237	**45x45**
10éme étage	13.1368	68.0822	2.81	11.4274	109.052	0.069	0.263	**45x45**
9éme étage	13.1368	81.219	2.81	13.1134	129.316	0.081	0.285	**50x50**
8éme étage	13.1368	94.3558	2.81	14.5184	149.158	0.094	0.307	**50x50**
7éméétage	13.1368	107.493	2.81	15.9234	169.001	0.106	0.326	**50x50**
6éme étage	13.1368	120.629	2.81	17.3284	188.842	0.119	0.345	**50x50**
5éme étage	13.1368	133.766	2.81	18.7334	208.685	0.131	0.362	**50x50**
4éme étage	13.1368	146.903	2.81	20.1384	228.527	0.144	0.379	**55x55**
3éme étage	13.1368	160.04	2.81	21.5434	248.369	0.156	0.395	**55x55**
2éme étage	13.1368	173.177	2.81	22.9484	268.211	0.169	0.411	**55x55**
1ér étage	13.1368	186.314	2.81	24.3534	288.054	0.181	0.425	**55x55**
RDC	13.1368	199.451	9.3686	29.7393	313.867	0.197	0.444	**55x55**

D'après l'article (7.4.1) du **RPA99/Version2003**, pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

- **Vérification des conditions de R.P.A 99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article7.4.1 du RPA99/version 2003. Les conditions sont suivantes :

$\text{Min}(a,b) \geq 30$ Zone : IIb et III

$\text{Min}(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$

Le tableau (III.13) indique toutes les vérifications des conditions de RPA99/ version 2003.

Tableau III. 13:Vérification des conditions de R.P.A 99/ version2003.

Niveau	Poteaux (cm^2)	$\text{Min}(a,b) \geq 25$	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	$\text{Min}(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{a}{b}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$
RDC	55x55	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
1ér étage	55x55	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
2éme étage	55x55	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
3éme étage	55x55	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
4éme étage	55x55	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
5éme étage	50x50	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
6éme étage	50x50	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
7éme étage	50x50	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
8éme étage	50x50	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
9éme étage	50x50	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
10éme étage	45x45	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
11éme étage	45x45	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
12éme étage	45x45	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
13éme étage	45x45	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée
14éme étage	45x45	Vérifier	279	13.95	Vérifier	1	Vérifiée

- **Vérification de la condition du flambement :**

- **Calcul de moment d'inertie I :**

$$Ix = Iy = \frac{a \times b^3}{12}$$

- **Rayon de giration i :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

- **Elancements mécanique λ (x, y) :**

$$l_f = k_0 \times l_0$$

Avec : $\mathbf{l_f}$: longueur de flambement.

$\mathbf{l_0}$: longueur libre du poteau

$\mathbf{k_0}$= 0,7 pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

Il suffit que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Tableau III. 14:Vérification de condition du flambement.

Niveau	Poteau x (cm^2)	l_0 (cm)	l_f (cm)	I (cm^4)	B (cm^2)	i (cm)	λ	Vérification
RDC	55x55	300	210	762552,08	3025	15,88	13.23	Vérifiée
1ér étage	55x55	300	210	762552,08	3025	15,88	13.23	Vérifiée
2éme étage	55x55	300	210	762552,08	3025	15,88	13.23	Vérifiée
3éme étage	55x55	300	210	762552,08	3025	15,88	13.23	Vérifiée
4éme étage	55x55	300	210	762552,08	3025	15,88	13.23	Vérifiée
5éme étage	50x50	300	210	520833,33	2500	14,44	14.55	Vérifiée
6éme étage	50x50	300	210	520833,33	2500	14,44	14.55	Vérifiée
7éme étage	50x50	300	210	520833,33	2500	14,44	14.55	Vérifiée
8éme étage	50x50	300	210	520833,33	2500	14,44	14.55	Vérifiée
9éme étage	50x50	300	210	520833,33	2500	14,44	14.55	Vérifiée
10éme étage	45x45	300	210	341718,75	2025	12,99	16.17	Vérifiée
11éme Etage	45x45	300	210	341718,75	2025	12,99	16.17	Vérifiée
12éme étage	45x45	300	210	341718,75	2025	12,99	16.17	Vérifiée
13éme étage	45x45	300	210	341718,75	2025	12,99	16.17	Vérifiée
14éme étage	45x45	300	210	341718,75	2025	12,99	16.17	Vérifiée

III.2.8.Les voiles :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de l'article (7.7.1) du RPA99/ version 2003:

$l \geq 4a$

$a \geq \frac{h_e}{20}$

$a_{min} = 15$ cm.

Avec :

a : épaisseur du voile.

$\mathbf{h_e}$: Hauteur libre d'étage.

La figure (III.8) montre un schéma d'un voile.

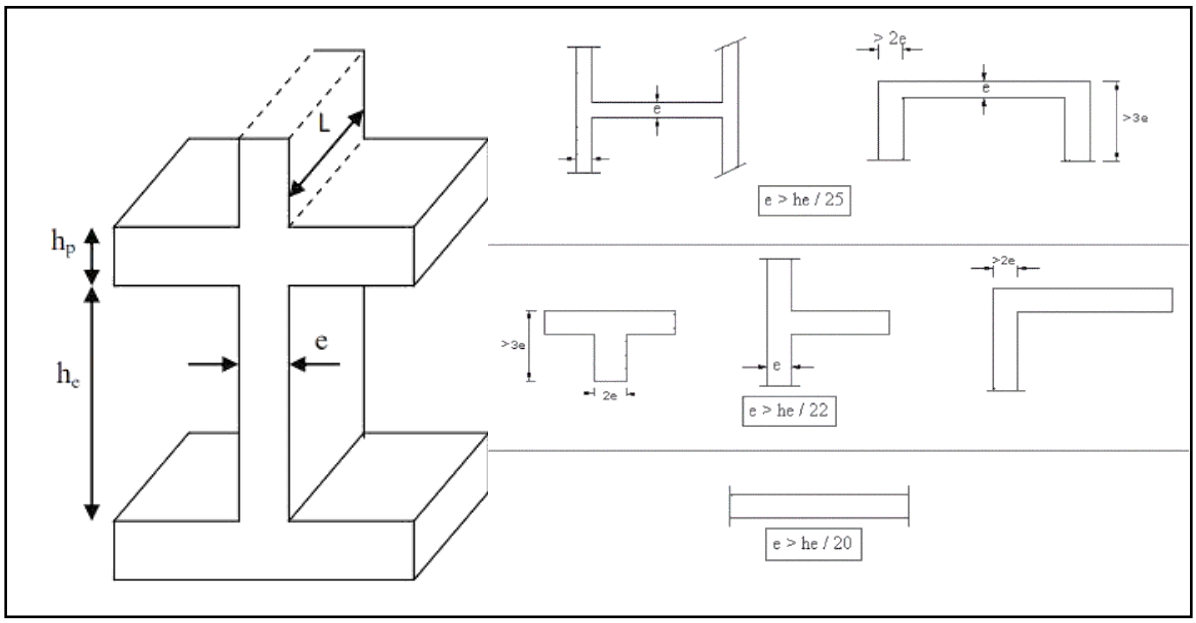


Figure III. 8: Coupes du voile en plan et en élévation.

- **Pour $h_e = 279$ cm(RDC)**

$a \geq \frac{279}{20}$ $\quad a \geq 13.95$ cm

- **Pour $h_e = 279$cm (étage courant)**

$a \geq \frac{279}{20}$ $\quad a \geq 13.95$ cm

On prend a=20 cm pour tous les étages.

- **Vérification de longueur :**

$L \geq 4\ a$

$L \geq 80cm$

Tous les voiles ont une longueur supérieure ou égale à 80 cm.

CHAPITRE IV
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1.ETUDE DU L'ACROTERE :

IV.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il soumise à son poids propre et une charge horizontale. Son rôle est la protection de l'étanchéité et sert comme garde – corps. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q).

La figure (IV.1) représente le schéma statique de l'acrotère.

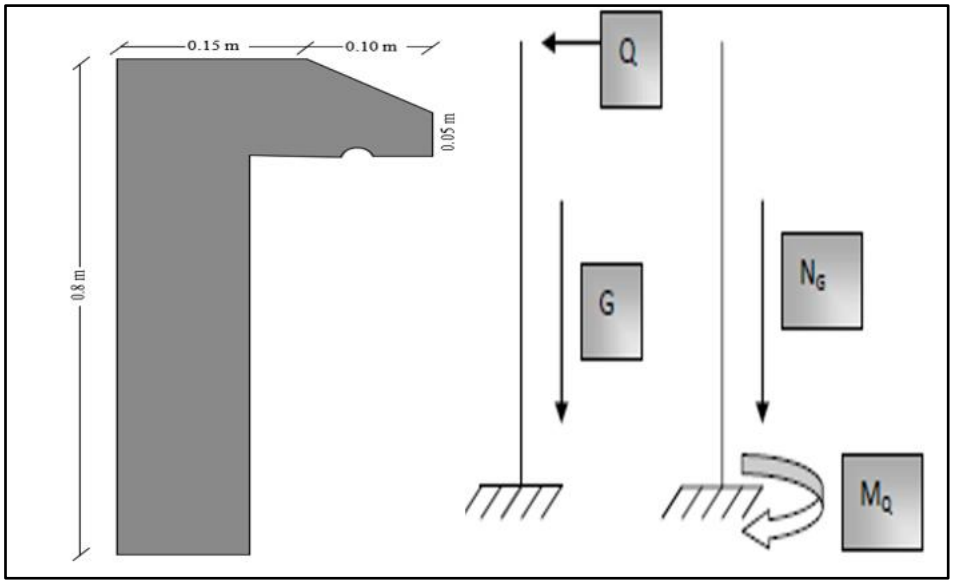


Figure IV. 1:Schéma statique de l'acrotère.

IV.1.2.Evaluation des charges et surcharges :

- **Evaluation des charges :**

Le tableau (IV.1) est résumé l'évaluation de la charge de l'acrotère.

Tableau IV. 1: Evaluation de la charge (poids de l'élément).

Hauteur (m)	Epaisseur(m)	Surface (m^2)	G (KN/ml)	W_P (KN/ml)
0.8	0.1	0.093	2.325	2.325

Avec :

S : Surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

W_P : poids de l'élément considéré.

- **Evaluation des surcharges :**

Surcharge d'exploitation : Q =1 kN/m (Main courante).

D'après l'article (6.2.3) du RPA99/version 2003, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone **(Tableau (4.1) du RPA99/Version2003**).

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone III : A =0.25 g.

Cp : Facteur de force horizontale **(Tableau (6.1) du RPA99/Version2003**).

Pour un élément en console C_p= 0.8.

Wp= 2.325 KN/ml.

Donc :

$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.325 \rightarrow \mathbf{F_p = 1.86\ kN/ml}$.

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 2.325\ KN$, $N_Q = 0\ KN$

$V_G = 0\ KN$, , $V_Q = 1\ KN$

$M_G = 0\ KN.m$, , $M_Q = Q \times h \rightarrow M_Q = 0.8\ KN.m$

$$M_{Fp} = F_p \times \frac{h}{2} = 1.86 \times 0.4 = 0.744\ N.m$$

IV.1.3. Calcul des sollicitations :

Les tableaux (IV.2) et (IV.3) sont résument le calcul des sollicitations pour les deux combinaisons.

Tableau IV. 2: Calcul des sollicitations (combinaisons accidentelle).

Combinaisons	Moment (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
G+Q+E	$M_3 = M_G + M_Q + M_E$ $M_3 = 1.544$	$V_{u3} = Q + F_p$ $V_{u3} = 2.86$
0.8G+E	$M_4 = 0.8M_G + M_E$ $M_4 = 0.744$	$V_{u4} = F_p$ $V_{u4} = 1.86$
0.8G-E	$M_5 = 0.8M_G - M_E$ $M_5 = -0.744$	$V_{u5} = -F_p$ $V_{u5} = -1.86$

Tableau IV. 3:Calcul des sollicitations (combinaisons fondamentales).

	Combinaison	Les moments (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
ELU	**1.35G+1.5Q**	$M_1 = 1.35M_G + 1.5M_Q$ $M_1 = 1.2\ KN.m$	$V_{u1} = 1.35V_G + 1.5V_Q$ $V_{u1} = 1.5\ KN$
ELS	**G+Q**	$M_2 = M_G + M_Q$ $M_2 = 0.8\ KN.m$	$V_{u2} = V_G + V_Q$ $V_{u2} = 1\ KN$

$M_u = Max\ (M_1; M_2; M_3; M_4; M_5)$.

$M_u = 1.544\ KN.m$

$V_u = Max\ (N_1; N_2; N_3; N_4; N_5)$.

$V_u = 2.86\ KN$

IV.1.4.Calcul du ferraillage :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire, L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Avec :

$b = 100cm\ ; h = 10cm\ ; d = 0.9 \times h = 0.09$

h : épaisseur de la section.

b : Largeur de la section calculée.

d : hauteur utile.

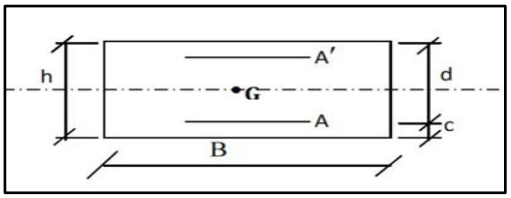


Figure IV. 2:Section de l'acrotère.

- **Calcul à l'ELU :**

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.544}{2.325} = 0.664m = 66.40\ cm.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm < e_0 = 66.40\ cm.$$

Le centre de pression C se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures et N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée **SPC.**

→ Assimilation a la compression simple.

- **Calcul de la section d'armature en flexion simple**

$$M_{UA} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{UA} = 1.544 + 2.325 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow \mathbf{M_{UA} = 1.637KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_A = \frac{M_{UA}}{b.d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu_A = \frac{1.637 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.09^2 \times 19.83} \rightarrow \mu_A = 0.0127$$

FeE500 ; $f_{c28} = 35$ MPa $\rightarrow \mu_l = 0{,}356$.

$\mu_A = 0.0127 < 0.356 \rightarrow$ Section avec acier comprimé (SSAC).

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_A}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0127}}{0.8} = 0.016$$

$$Z = d(1 - 0.4\,\alpha) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.016) = 0.0894$$

Pour: $\mu_A = 0.016 < 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3}$.

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.783\text{MPa}.$$

$$A_u = \frac{1}{\sigma_s}\left[\frac{M_{UA}}{Z} - N_U\right] = \frac{1 \times 10^{-3}}{434.783}\left[\frac{1.637}{0.0894} - 2.325\right] = 0.368 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **4HA8** avec $\mathbf{A_s}$**=2.01 cm²** avec un espacement de $\mathbf{St = 25cm}$.

- **Armatures transversales :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **4HA6** avec $\mathbf{A_r = 1.13\ cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

- **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (article A.4.2.1 du BAEL 91) :**

$\mathbf{A_u > A_{min}}$

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ MPa}.$$

$$A_{min} = 0.23\,\frac{2.7 \times 100 \times 9}{500} = 0.894 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures principales :**

$A_u = 2.01 > A_{min} = 0.894 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Armatures transversales :**

$A_r = 1.13 > A_{min} = 0.894 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte tangentielle (article A.5.1.313 du BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[3.5; 4] \rightarrow \boldsymbol{\bar{\tau}_u = 3.5\ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{F_P + Q}{bd} = \frac{2.476}{1 \times 0.09} \times 10^{-3}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = 0.0344 MPa}$$

$\tau_u = 0.0344 \leq \bar{\tau}_u = 3.5 \rightarrow$ condition vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence des barres (Article A.6.1,3 du BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ MPa (acier à haute adherence) .

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum \mu_i = 4 \times \Pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.053$ cm

$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.7$

$$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}} = 4.05\ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.476 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.9 \times 0.1005} = 0.0304\ MPa$$

$\tau_{se} = 0.0304 \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures principales :**

$S_t = 25 < \min\{3h; 33cm\} \rightarrow S_t = 25 < \min\{30; 33cm\}$

$S_t = 25 < 30cm \rightarrow$ Condition verifiée.

- **Armatures transversales :**

$S_t = 25 < \min\{4h; 45cm\} \rightarrow S_t = 25 < \min\{40; 45cm\}$

$S_t = 25 < 40 \rightarrow$ Condition verifiée.

- **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **Pour le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

X : position de l'axe neutre.

$\mathbf{I_1}$: Inertie de la section homogénéisée.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 35 = 21 MPa$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec :

$A'_s = 0$, $A_s = 2.01$, $n = 21$

$$50X^2 + 42.21X - 379.89 = 0$$

$X = 2.599$ cm.

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}2.599^3 + 42.21(9 - 2.599)^2$$

$I = 2197.615 cm^2$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{2197.615} \times 2.599 \times 10^3 \rightarrow \quad \boldsymbol{\sigma_{bc} = 1.183 MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 1.183 < \overline{\sigma_{bc}} = 21\ MPa}$ → Condition vérifiée.

- **Pour l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$ (fissuration prejudiciable).

Pour :

$\emptyset \geq 6mm$ et $f_e = 500MPa \rightarrow \eta = 1.6$

$\boldsymbol{\eta}$: coefficient de fissuration.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}500; 110\sqrt{1.6 \times 2.7}\right\} = \min\{333.333; 228.631\} \rightarrow \boldsymbol{\overline{\sigma_{st}} = 228.631 MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 21 \times \frac{1}{2197.615} \times (0.09 - 0.0259) \times 10^5$$

$\sigma_{st} = 61.253$ MPa

Donc :

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 61.253 \leq \overline{\sigma_{st}} = 228.631}$ → Condition vérifiée .

La figure (IV.3) montre le schéma du ferraillage de l'acrotère.

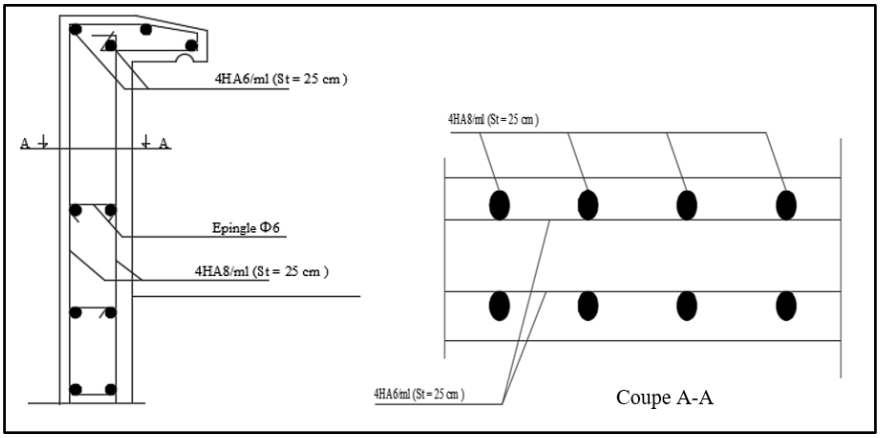


Figure IV. 3:Schéma du ferraillage de l'acrotère.

IV.2.ETUDE DES PLANCHERS :

IV.2.1.Introduction :

Le plancher est constitué de corps creux avec dalle de compression (16+5), reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier espacées de 65 cm, ces dernières possèdent des armatures en attente qui sont liées à celle de la dalle de compression. Elles sont disposées dans le sens du la petite portée.

Le plancher en corps creux a pour avantages :

- Une bonne isolation phonique et thermique.
- Plus léger que la dalle pleine.

Les plancher en corps creux utilisés sont composés de trois éléments principaux :

$$\text{Plancher} = \text{poutrelles} + \text{corps creux} + \text{dalle de compression.}$$

IV.2.2.Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle a une épaisseur de 5cm d'un quadrillage de treillis soudé Ts 500 qui doit satisfaire les conditions suivantes :

Selon l'article (B 6.8, 243. 422) du BAEL**91,** Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- **Calcul des armatures :**

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$A_1 \geq \frac{4L}{f_e}$ si $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{ cm}$

$A_1 \geq \frac{200}{f_e}$ si $L < 80\text{ cm}$

Avec : $\mathbf{A_1}$: Section d'armature perpendiculaire exprimée en cm.

$\mathbf{f_e}$: Nuance de l'acier utilisé exprimé en MPa.

L : entre axe des poutrelles.

$$A_1 = \frac{4x65}{500} = 0.52\ \text{cm}^2$$

Soit 5T6 $\rightarrow A_1 = 1.41\ \text{cm}^2$ avec un espacement de $e_1 = 20\text{cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705$$

$$\rightarrow A_2 = 1.41 cm^2$$

Soit 5T6 avec un espacement de $e_2 = 20$ cm.

Donc, nous optons pour le ferraillage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TIE 500) de diamètre Ø10 et de dimension (20 x 20) cm.

Voir la figure (IV.4).

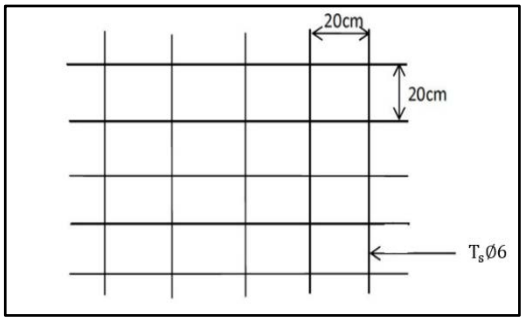


Figure IV. 4:Les armatures de la dalle de compression.

IV.2.3.Etude des poutrelles :

- **Dimensionnement de la poutrelle**

  - La hauteur de la dalle de compression h_0 =5cm.
  - La largeur de la nervure b_0=12 cm.
  - La largeur de la table de compression b :

Selon la règle (A.4.1.3) du BAEL91, (voire la figure III.5):

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \leq \min(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0)$$

  - L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles : 65 -12=53cm.
  - L_1 : longueur de la plus grande travée L_1=440cm.

$$b_1 \leq \min(\frac{53}{2}, \frac{440}{10}, 8 \times 5) \rightarrow b_1 \leq \min(26.5, 44, 40)$$

$$b_1 = 26.5.$$

$$b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 cm.$$

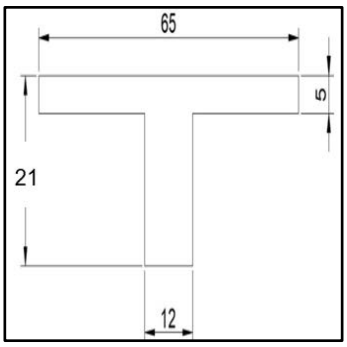


Figure IV. 5:Les dimensions de la poutrelle.

- **Calcul des poutrelles :**

Le calcul sera effectué en deux étapes :
1ére étape : avant le coulage de la table de compression.
2éme étape : après le coulage de la dalle de compression.

- **1ere étape : avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter en plis de son poids propre, la charge due à la main d'ouvre et le poids de corps ceux.

- **Calcul du chargement :**

  - Poids propre de la poutrelle : $G = 0.05 \times 0.12 \times 25 = 0.15$ KN /ml.
  - Poids de corps creux : $G' = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN/ml.

- Poids de la main d'œuvre $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$ KN/ml.

- **Combinaisons des charges :**

ELU : $P_u = 1.35(G + G') + 1.5\,Q = 2.015$KN/ml.
ELS: $P_{ser}: G + Q = 1.42$KN/ml.

- **Le moment maximum isostatique:**

ELU: $M_{umax} = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{2.015 \times 4.4^2}{8} = 4.876$ KN. m.

ELS: $M_{smax} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = \frac{1.42 \times 4.4^2}{8} = 3.436$ KN. m.

- **Effort tranchant maximum:**

ELU: $T_{umax} = \frac{P_u L}{2} = \frac{2.015 \times 4.4}{2} = 4.433$ KN.

ELS: $T_{smax} = \frac{P_{ser} L}{2} = \frac{1.42 \times 4.4}{2} = 3.124$ KN.

- **Calcul du Ferraillage :**

Ces éléments de constructions travaillent à la flexion simple donc :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4.876 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.9 \times 0.05)^2 \times 19.83} = 1.012.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.876}{3.436} = 1.42 \rightarrow \mu_c = 0.307 < \mu = 1.012 \rightarrow \text{SAAC}.$$

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression (une section du béton (12×5 cm²)), donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires sur lesquels repose la poutrelle pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression de manière à ce que ses armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- **2ème étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités et calculé comme une section T soumise à des charges uniformément reparties.

- **Poids des planchers repris par la poutrelle :**

Le tableau (IV.4) résume le poids des planchers.

Tableau IV. 2:Poids des planchers repris par la poutrelle.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	7.03 × 0.65 = 4.570	1 × 0.65 = 0.65
Plancher étage courant usage d'habitation	5.75 × 0.65 = 3.738	1.5 × 0.65 = 0.975

- **Méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes se fera par l'une des deux méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire ou La méthode de Caquot.

- **La méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

1. plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5\ KN/m^2)$.
2. le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.
3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaire, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

➢ **Application de la méthode :**

Les valeurs des moments en travée Mt et aux appuis Mg et Md doivent vérifier :

1. $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$.
2. $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée intermédiaire.
3. $M_t \geq (1. + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.
4. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale :

- 0.6M0 pour une poutre à deux travées.
- 0.5M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :

$\mathbf{M_0}$: La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison ».

$\mathbf{M_w}$et $\mathbf{M_e}$: Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de droit et de gauche.

$\mathbf{M_t}$: Le moment maximal en travée qui est près en compte dans les calculs de la travée considérée.

$\boldsymbol{\alpha}$: Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

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

➢ **Vérification des conditions :**

1/ $Q \leq \min\left(2G, 5\ \frac{KN}{m^2}\right) \rightarrow 1.5KN/m^2 \leq \min(2 \times 4.596{,}5\ 5KN/m^2)$

$1.5KN/m^2 \leq 5KN/m^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

2/ $0.8 \leq \frac{3.15}{2.80} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.13 \leq 1.25 \rightarrow$ vérifiée.

$0.8 \leq \frac{2.80}{3.70} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.76 \leq 1.25 \rightarrow$ non vérifiée.

→ Condition non vérifiée

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de CAQUOT.

- **La méthode de Caquot :**

➢ **Application de la méthode :**

o **Calcul des moments :**

En appuis : $M_a = -\frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$

En travée : $M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$

$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$; $x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$

Avec : $\mathbf{l'_g}$ et $\mathbf{l'_d}$: longueurs fictives.

$l = 0.8\ L$ Travée in termédiare.

$\mathbf{l} = \mathbf{L}$ Travée de rive .

$\mathbf{P_g}$ et $\mathbf{P_d}$: charges reparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$M_0(x)$: Moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas étudié.

X : Position du moment maximum où la dérivée de M(x) s'annule.

o **Calcul de l'effort tranchant :** $V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$

- **Calcul des sollicitations :**

- **Les poutrelles d'étage courant :**

Le dimensionnement se fait par rapport aux étage courant.

La figure (IV.6) représente le schéma statique de la poutrelle.

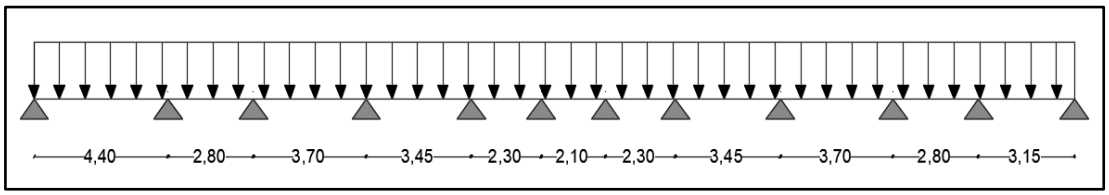


Figure IV. 6:Schéma statique de la poutrelle.

$G = 3.738 \frac{KN}{m^2}$; $Q = 0{,}975\ KN/m^2$

- **Combinaison des charges :**

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5\ Q = 1.35 \times 3.738 + 1.5 \times 0.975 = 6.51\ KN/m.$

ELS : $P_{ser} = G + Q = 3.738 + 0.975 = 4.713 KN/m.$

- **Calcul des sollicitations l'ELU :**

- **Les moments aux appuis :**

Exemple de calcul pour la travée AB.

Appui A : $M_A = 0\ KN.m$

Appui B : $P_g = P_d = 6{,}51\ KN/m^2$

Longueurs effectives :

$l'_g = l_g = 4.4m$

$l'_d = 0.8 \times l'_d = 0.8 \times 2.8 = 2.24m$

$$M_B = -\frac{6.51 \times 4.4^3 + 6.51 \times 2.24^3}{8.5 \times (4.4 + 2.24)} = -14.076\ N.m$$

- **Les moments en travée :**

Travée AB :

$$x = \frac{4.4}{2} - \frac{0 - (-14.076)}{6.51 \times 4.4} = 1.812m$$

$$M_0(x) = \frac{6.51 \times 1.812}{2} \times (4.4 - 1.812) = 19.318KN.m$$

$$M(x) = 19.318 + \left(-14.076 \times \frac{1.812}{4.4}\right) = 13.521\ KN.m$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.51 \times 4.4}{2} + \frac{-14.076\ -0}{4.4} = 14.927\ KN$$

$$V_B = -\frac{6.51 \times 4.4}{2} + \frac{-14.076\ -0}{4.4} = -21.325\ KN$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS résument dans les tableaux (IV.5), (IV.6) suivants.

Tableau IV. 3: Sollicitations à l'ELU des poutrelles.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	4,4	6.51	0	−14.076	19.318	13.521	14.927	−21.325
BC	2,8	6.51	−14.076	−6.929	7.681	−2.033	14.087	−8.982
CD	3,7	6.51	−6.929	−7.958	14.094	6,66	14.964	−15.520
DE	3,45	6.51	−7.958	−5.743	12.233	5.433	14.854	− 13.570
EF	2, 3	6.51	−5.743	−3.021	5.363	1.151	10.658	− 8.291
FG	2,1	6.51	−3.021	−3.021	4.542	1.521	8.651	− 8.651
GH	2,3	6.51	−3.021	−5.743	5.363	1.151	8.291	− 10.658
HI	3,45	6.51	−5.743	−7.958	12.233	5.433	13.570	− 14.854
IJ	3,7	6.51	−7.958	−6.929	14.094	6.66	15.520	− 14.964
JK	2,8	6.51	−6.929	−7.642	8.071	0.793	11.280	− 11.789
KL	3,15	6.51	−7.642	0	9.863	6.755	15.402	− 10.550

Tableau IV. 4: Sollicitations à l'ELS des poutrelles.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	4,4	4,713	0	−9,81	13,463	9,423	10,403	−14,862
BC	2,8	4,713	−9,81	−4,829	5,352	−1,416	9,818	−6,26
CD	3,7	4,713	−4,829	−5,546	9,823	4,642	10,429	−10,816
DE	3,45	4,713	−5,546	−4,003	8,526	3,787	10,352	−9,458
EF	2, 3	4,713	−4,003	−2,105	3,737	0,802	7,429	−5,778
FG	2,1	4,713	−2,105	−2,105	3,165	1,06	6,029	−6,029
GH	2,3	4,713	−2,105	−4,003	3,184	−0,251	5,778	−7,429
HI	3,45	4,713	−4,003	−5,546	8,526	3,786	9,458	−10,352
IJ	3,7	4,713	−5,546	−4,829	9,823	4,641	10,816	−10,429
JK	2,8	4,713	−4,829	−5,326	5,624	0,552	7,861	−8,216
KL	3,15	4,713	−5,326	0	6,874	4,708	10,734	−7,353

- **Calcul du ferraillage :**

Le calcule se fait en flexion simple section T, la fissuration est considérée peu nuisible.

Nous avons : $b = 65\ cm;\ b_0 = 12cm;\ h = 21\ cm\ ;\ h_0 = 5\ cm$ et $d = 0.9 \times h = 18.9cm$.

- **Calcul à l'ELU :**
- **En travée :** $M_{umax} = 13.521\ KN.m$

Le moment résistant de la table :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \left(\frac{h_0}{2}\right))$$

Avec :

$b = 0.65\ m\ \ , h_0 = 0.05\ m\ , h = 0.21m\ , d = 0.9 \times h = 0.189\ m.$

$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 19.83 \times (0.189 - \left(\frac{0.05}{2}\right)) \times 10^3.$

$M_{tu} = 105.694\ KN.m$

$M_{umax} = 13.521\ KN.m < M_{tu} = 105.694\ KN.m$

→ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$).

avec : $S = (b\ x\ h) = (65 \times 21)\ cm^2$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.521 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 19.83} = 0.029$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13.521}{9.423} = 1.44 \rightarrow \mu_c = 0.313 > \mu = 0.029 \rightarrow \text{SSAC.}$$

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.029}}{0.8} = 0.037$$

$$Z = d(1-0.4\alpha) = 0.189(1-0.4\times 0.037) = 0.186$$

$\mu = 0.029 \leq 0.186 \rightarrow$ oui.

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\times\sigma_s} = \frac{13.521\times 10^3}{18.6\times 434.783} = 1.672 \text{ cm}^2$$

On Opte pour **3HA12** avec $\mathbf{A_s = 3.39cm^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 25cm.}$

- **Sur appuis :** $M_{umax} = 14.076$ KN. m

Le moment résistant de la table :

$$M_{tu} = b\times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \left(\frac{h_0}{2}\right)\right)$$

$M_{tu} = 105.694$ KN. m

$M_{umax} = 14.076 < M_{tu} = 105.694$

$\rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire (b × h).

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.076\times 10^{-3}}{0.65\times 0.189^2\times 19.83} = 0.031$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.076}{9.81} = 1.43 \rightarrow \mu_c = 0.310 > \mu = 0.031 \rightarrow \text{SSAC.}$$

$\alpha = 0.039$

$Z = 0.186$

$\mu = 0.031 \leq 0.186 \rightarrow$ oui

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$A_s = 1.741 \text{cm}^2$

On opte pour **2HA14** avec $\mathbf{A_s = 3.08cm^2}$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_{max}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{210}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = (6,12,12) = 6 \text{ mm} = 0.6 \text{ cm}$$

$\emptyset_t \leq 0.6$ cm On prend $\emptyset$ = 8mm

donc on opte pour 2HA8 avec $A_t = 1.01 \text{cm}^2$.

- **Espacement des armatures transversales :**

$S_t \leq \min\{0.9d, 40cm\} = \min\{17.01,40\}$

$S_t \leq 17.01$ On prend $\mathbf{S_t = 20cm}$.

- **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18.9 \times \frac{2.7}{500}$$

$A_{min} = 0.282\ cm^2$

En travée : $A_{st} = 3.39 > A_{min} = 0.282 \rightarrow$ Condition vérrifiée.
Aux appuis : $A_{sa} = 3.08 > A_{min} = 0.282 \rightarrow$ Condition vérifiée .

- **Vérification de l'effort tranchant sur le béton :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable.

$V_{max} = 21.325KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{21.325 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.940\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2.\frac{35}{1.5}, 5MPa\right\} = 4.67\ MPa$$

$\tau_u = 0.940 \leq \bar{\tau}_u = 4.67 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis de rive :**

$V_u \leq \bar{V}_u = 0.267 \times a \times b_o \times f_{c28}$

Avec :

a: profondeur utile d'appui.

$\mathbf{b_o}$: Épaisseur de l'âme de la poutrelle.

$\mathbf{V_u}$: Effort tranchant maximal à l'ELU $V_u = 21.325KN$.

$a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.189 = 0.1701\ cm$

$\rightarrow \bar{V}_u = 0.267 \times 0.170 \times 0.12 \times 35 \times 10^3 = 190,75\ KN$

$V_u = 21.325 < \bar{V}_u = 190,75\ KN \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure) :**

$$\tau_u{}^1 = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 4.67\ MPa$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.12}{2} = 0.265m$$

$$\tau_u{}^1 = \frac{21.325 \times 0.265 \times 10^{-3}}{0.90 \times 0.189 \times 0.65 \times 0.05} = 1.022 \text{ MPa}$$

$\tau_u{}^1 = 1.022 < \bar{\tau}_u = 4.67 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement :**
- **Armatures principales :**

$S_t = 25 < \min\{3h; 33cm\} \rightarrow S_t = 25 < \min\{63; 33cm\}$
$S_t = 25 < 33cm \rightarrow$ Condition verifier.

- **Armatures de répartition :**

$S_t =< \min\{4h; 45cm\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{84; 45cm\}$
$S_t = 20 < 45 \rightarrow$ Condition verifiée.

- **Vérification à l'ELS :**
- **Vérification de la contrainte de compression :**

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

- **En Travée :**

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec :

$A'_s = 0$, $A_s = 3.39$, $n = 15$

$50X^2 + 50.85X - 961.065 = 0$ donc $X = 3.905$ cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}3.905^3 + 50.85(18.9 - 3.905)^2$$

$I = 13418.539 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{9.423 \times 10^5}{13418.539} \times 0.0391 \rightarrow$ $\boldsymbol{\sigma_{bc} = 2.746 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}}$ → Condition vérifiée.

- **En appui :**

$A'_s = 0$, $A_s = 3.08$, $n = 15$

$X = 3.742$ cm

Moment d'inertie :

$I = 12361.728\ cm^4$

$\sigma_{bc} = 2.968$ MPa.

Alors : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = 2.968 < \overline{\sigma_{bc}} = 21}$ → Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas remplie.

Selon Les règles **(B.6.5.2) du BAEL91.**

$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{21}{440} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.048 \geq 0.044$ → Condition vérifiée.

$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{21}{440} \geq \frac{9.423}{15\times13.463} \rightarrow 0.048 \geq 0.046$ → Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{65\times18.9} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.0032 \leq 0.0072 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Avec : $\mathbf{M_t}$: moment de flexion.

$\mathbf{M_0}$: moment isostatique.

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

La figure (IV.7) schématise le schéma du ferraillage de la travée et de l'appui des poutrelles des étages courants.

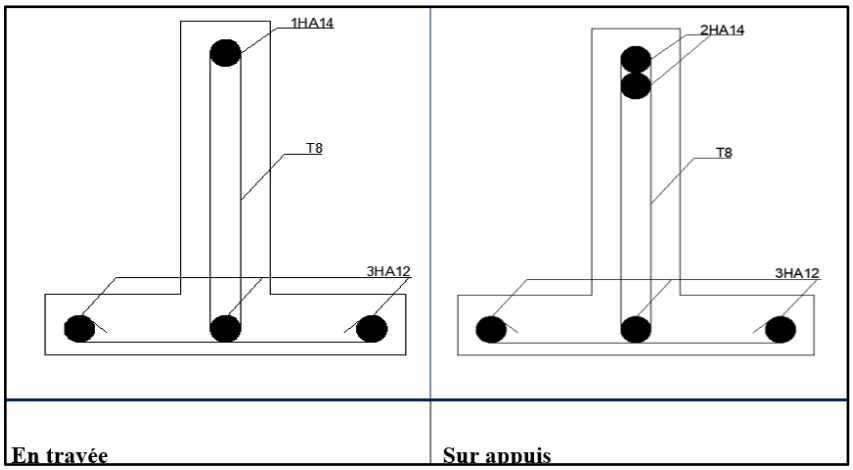


Figure IV. 7:Schéma du ferraillage de la travée des poutrelles des étages courants.

IV.3.Etude des dalles pleines :

IV.3.1.Evaluation des charges et surcharges

- **Charges et Surcharges :**

La dalle

$G = 7.4\ Kn/m^2$; $Q = 5\ Kn/m^2$

- **Combinaison des charges :**

Le tableau (IV.7) résume le calcul des combinaisons des charges (RDC).

Tableau.IV.7 : Calcul des combinaisons des charges.

ELU	La Dalle : $\mathbf{q_u = 1,35\,G + 1,5\,Q}$	17,49 KN/ml
ELS	La Dalle : $q_{ser} = G + Q$	12,4 KN/ml

IV.3.2.Calcul des Sollicitations :

- **Méthode de calcul**

$L_x = 4.4$ m , $L_y = 5.4$ m

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.81 > 0.5$ La dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times {L_x}^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de α et de coefficient de poisson ν.

$$\boldsymbol{\nu} : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0{,}2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par le tableau (IV.8) "BAEL91 modifié 99 ".

Tableau IV. 8: Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99.

	ELU		**ELS**	
α	**μ_x**	**μ_y**	**μ_x**	**μ_y**
0,81	0,055	0,61454	0,06166	0,7252

Le tableau (IV.9) résume l'évaluation des moments.

Tableau IV. 9: Evaluation des moments.

Q_u (kN/ml)	**α**	**μ_x**	**μ_y**	**M_x (kN.m)**	**M_y (kN.m)**
17.49	0,81	0,055	0,6145	18.63	11.447

IV.3.3.Calcul du ferraillage :

b =100 cm , h=20 cm , d= 0,9h =18 cm , f_e= 500 MPa , f_{c28} = 35 MPa , f_{t28}=2,7 MPa , f_{bc}= 19,83 MPa , σ_s=435 MPa.

M_{tmax}=15 ,83 kN. m

$$\mu=\frac{M}{bd^2f_{bc}}=\frac{15{,}83\ x\ 10^3}{100\times18^2\times19{,}83}=0.025$$

μ_l =0,358>μ=0,025→ SSAC

$$\alpha=\frac{1-\sqrt{1-2\times\mu}}{0{,}8}=\frac{1-\sqrt{1-2\times0{,}025}}{0{,}8}=0.032$$

$$Z=d\times(1-0{,}4\times\alpha)=0{,}18\times(1-0{,}4\times0{,}032)=0.178\ m$$

$$A_s=\frac{M_u}{Z\times\sigma_s}=\frac{15.83}{0{,}178\times435\times10^3}=2.04\ cm^2$$

Le tableau (IV.10) résume le ferraillage de la dalle pleine.

Tableau IV.10: Ferraillages de la dalle pleine.

		Sens	M_u (kN.m)	M	As' (cm^2)	α	Z (m)	As (cm^2)	Choix	As (cm^2)
	Travée	x-x	15,83	0.025	0	0.032	0,178	2.02	6HA10	4.71
		y-y	9,73	0.015	0	0.019	0.178	1,257	6HA10	4.71
	Appuis	x-x	9.315	0.015	0	0.019	0.178	1.21	6HA10	4.71
		y-y	5.724	0.009	0	0.011	0.179	0.739	6HA10	4.71

- **Diamètre maximale des armatures**

$$\phi\le h/10=20mm$$

- **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$A_s\ge A_{min}$

$$A_{min}=\frac{0.23\times b\times d\times f_{t28}}{f_e}=\frac{0.23\times100\times18\times2{,}1}{500}$$

$$A_{min}=1.74cm^2$$

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

$$\tau_u=\frac{V_u^{max}}{bd}\le\overline{\tau_u}=0{,}07\times\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux}=\frac{q_u\times l_x\times l_y}{2l_y+l_x}=\frac{17.49\times4.4\times5{,}4}{2\times5{,}4+4.4}=27.34\ kN$$

$$V_{uy}=\frac{q_u\times l_x}{3}=\frac{17.49\times4.4}{3}=25.65\ kN$$

$$V_u^{max}=Max\,(V_{ux},V_{uy})=27.34\ KN$$

$\tau_u=\frac{27.34}{1\times0{,}18}\times10^{-3}=0{,}152$ MPa $\le\overline{\tau_u}=0.07\times\frac{35}{1.5}$=1.63 MPa Condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{sens x :} & St \leq \min(3h, 33cm) = 33\ cm \\ \text{sens y :} & St \leq \min(4h, 43\ cm) = 43\ cm \end{cases}$$

On prend St = 25 cm

- **Vérification à l'ELS :**

Le tableau (IV.11) résume le calcul des moments à l'ELS.

Tableau IV. 11: Moment à l'ELS.

Q_s (kN/ml)	M_{sx} (kN.m)	M_{sy} (kN.m)
12.4	14.81	10.74

Le tableau (IV.12) résume les contraintes du béton à l'ELS.

Tableau IV.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

		As (cm^2)	As' (cm^2)	X (cm)	I (cm^4)	M_s (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}<\bar{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	4.71	0	4.39	15906.8	12.59	3.5	Vérifie
	y-y	4.71	0	4.39	15906.8	9.129	2.3	Vérifie
Appuis	x-x	4.71	0	4.39	15906.8	7.41	2.1	Vérifie
	y-y	4.71	0	4.39	15906.8	5.37	1.5	Vérifie

IV.4. ETUDE DES BALCONS :

IV.4.1.Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection.

Dans notre étude on a un seul type de balcons. Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

La figure (IV.8) montre le schéma statique du balcon.

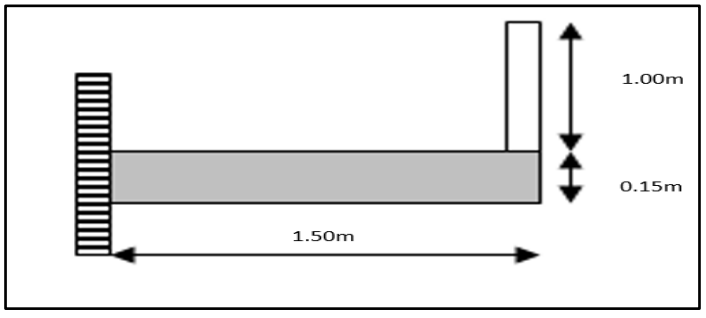


Figure IV. 8:Schéma représente le balcon.

IV.4.2.Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges et surcharges :**
  - **La dalle :**

$G = 6{,}40\ \text{Kn/m}$; $Q = 3{,}5\ \text{Kn/m}^2$

- **Garde-corps** :

$G = 2.52\ \text{Kn/m}^2$; $H_{gard-corps} = 1\text{m}$

- **Combinaison des charges :**

Le tableau (IV.13) résume les calculs des combinaisons des charges du balcon.

Tableau IV.13: Calcul des combinaisons des charges du balcon.

ELU	La dalle : $\mathbf{q_u = 1,35\,G + 1,5\,Q}$	13,89 KN/ml
	Garde-corps $P_{gard-corps} = 1{,}35 \times 1\ G_{gard-corps}$	3,4 KN
ELS	La dalle : $q_{ser} = 1\,G + 1\,Q$	9,90 KN/ml
	Garde-corps $P_{Gard-corps} = 1G_{gard-corps}$	2,52 KN

Les figures (IV.9) et (IV.10) montrent les diagrammes des efforts internes du balcon à l'ELU et à l'ELS.

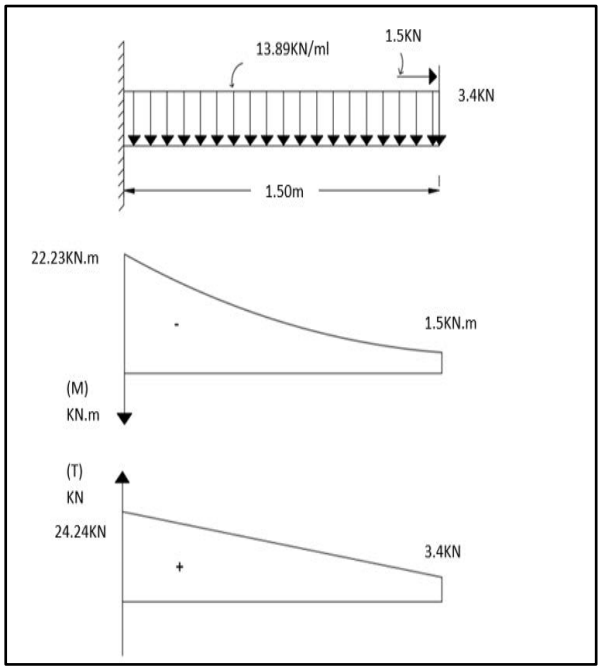


Figure IV.9: Diagrammes des efforts internes du balcon à l'ELU.

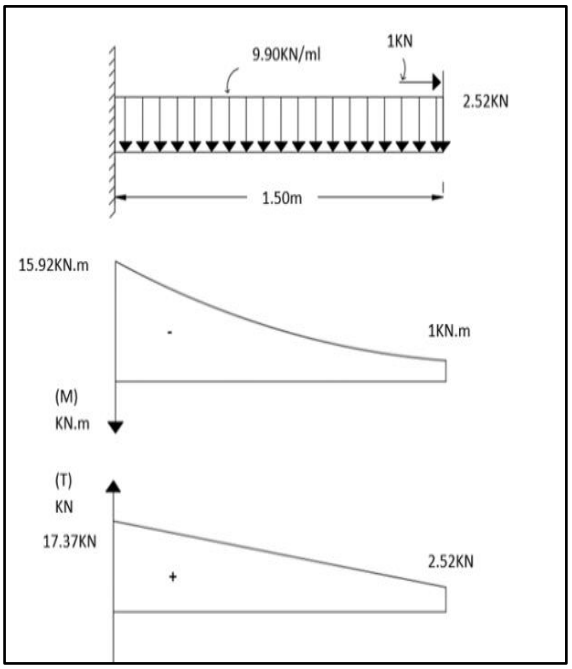


Figure IV. 10:Diagrammes des efforts internes du balcon à l'ELS.

IV.4.3.Calcul des Sollicitations :

- **A L'ELU :** $M_u = 22.23\ KN.m$

  $V_u = 24.24\ KN$

- **A L'ELS :** $M_{ser} = 15.92\ KN.m$

  $V_{ser} = 17.37\ KN$

IV.4.4.Calcul du ferraillage :

Le calcule se fait en flexion simple section rectangulaire de dimension (b×h). Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Nous avons : $b = 100cm$; $h = 15cm$; $d = 0.9 \times h = 13.5cm$

- **Calcul à ELU :**

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.23 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 19.83} = 0.062$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{22.23}{15.92} = 1.4 \rightarrow \mu_c = 0.297 > \mu = 0.068 \rightarrow \text{SSAC.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}}{0.8} = 0.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.08) = 0.131$$

$\mu = 0.062 \leq 0.186 \rightarrow$ oui .

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.783MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{22.23 \times 10^3}{13.1 \times 434.783} = 3.91cm^2$$

On Opte pour **7HA12** avec $\mathbf{A_s = 7.92cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 20cm.}$

- **Armatures transversales :**

$A_t = \frac{A_u}{4} = 1.98\ cm^2$.

On Opte pour **5HA10** avec $\mathbf{A_t = 3.93cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 20cm.}$

- **Vérification à l'ELU :**

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

$A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2,7}{500} \rightarrow \mathbf{A_{min} = 1.68\ cm^2}$$

- **Armatures principales :**

$A_s = 7.92 > A_{min} = 1.68$ → condition vérifiée.

- **Armatures transversales :**

$A_t = 3.93 > A_{min} = 1.68$ → condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{MPa}\right) = 3{,}5\ \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{24.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}135} = 0.18\ \text{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau = 0,18 < \overline{\tau_u} = 3,5}$ → Conditions vérifiée.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de condition d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\sum ui} \leq \bar{\tau}_{se} = 0{,}6 \times {\psi_s}^2.f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}7 = 3{,}65\ \text{MPa}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres ultimes des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 7 \times \pi \times 1.2 = 26.389\ \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.24 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}135 \times 0{,}2639} = 0.756\ \text{MPa}.$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0,756\ MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,65\ MPa}$ → condition vérifiée .

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

- **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures principales :**

$S_t = 20 < \min\{3h; 33cm\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{45; 33cm\}$

$S_t = 20 < 33cm$ → Condition verifiée.

- **Armature de répartition :**

$S_t = 20 < \min\{4h; 45cm\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{60; 45cm\}$

$S_t = 20 < 45 \rightarrow$ Condition verifiée.

- **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec :

$A'_s = 0$, $A_s = 7.92$, $n = 15$

$50X^2 + 118.8X - 1603.8 = 0$

$X = 4.599$ cm.

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.599^3 + 118.8(13.5 - 4.599)^2$$

$I = 12654.681\ cm^4$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{15.92 \times 10^5}{12654.681} \times 0.04599 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 5.786\ MPa$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 5.786\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 21\ MPa}$ → Condition vérifiée.

- **Pour l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

Pour :

$\emptyset \geq 6mm$ et $f_e = 500MPa \rightarrow \eta = 1.6$

$\boldsymbol{\eta}$: coefficient de fissuration.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}500; 100\sqrt{1.6 \times 2.7}\right\} = \min\{333.333; 207.846\} = 207.846MPa$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{15.92}{12654.681} \times (0.135 - 0.04599) \times 10^5 = 286.769\ MPa$$

Donc :

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 167.966\ MPa \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.633}$ MPa → Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{15}{150} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.1 \geq 0.044$ → Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{7.92}{100 \times 13.5} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.0059 \leq 0.009$ → Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

La figure (IV.11) montre le schéma du ferraillage du balcon.

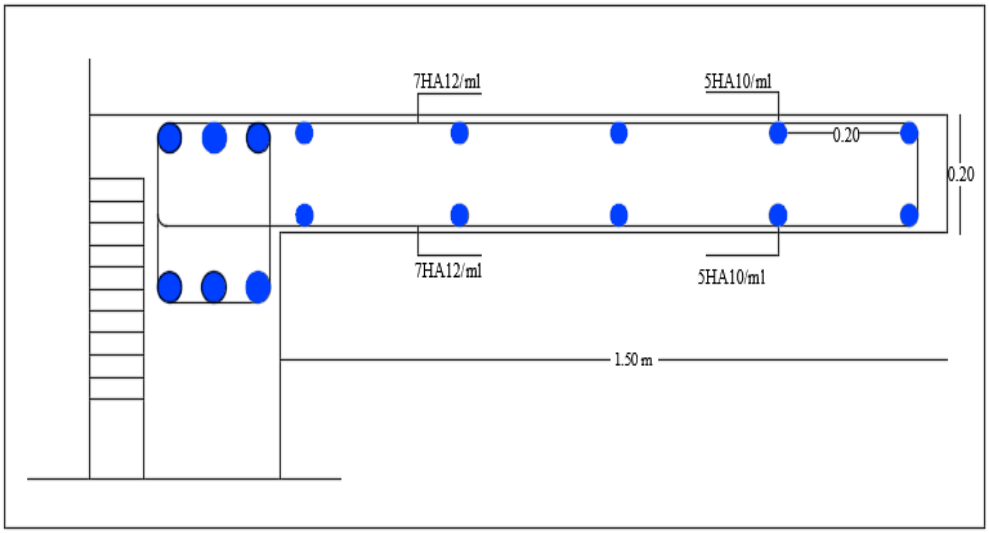


Figure IV. 9: Schéma du ferraillage du balcon.

IV.5.ETUDE DES ESCALIERS :

IV.5.1.Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges et surcharges :**

- La paillasse : $G = 9.21 N/m^2$, $Q = 2.5 KN/m^2$
- Le palier : $G = 6.4 N/m^2$, $Q = 2.5 KN/m^2$

- **Combinaison des charges :**

Le tableau (IV.14) résume le calcul des combinaisons des charges d'escalier.

Tableau IV.14: Calcul des combinaisons des charges d'escalier.

Combinaison d'action	La paillasse (KN/m²)	Palier (KN/m²)
ELU	16.184	12.39
ELS	11.71	8.9

IV.5.2.Calcul des sollicitations :

- **Etage courante**

- **ELU :** $M_{umax} = 37.40\ KN.m$ $V_{umax} = 38.19\ KN$
- **ELS :** $M_{sermax} = 28.87\ KN.m$ $V_{sermax} = 29.45\ KN$

Les figures (IV.12) et (IV.13) montrent les diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELU et à l'ELS.

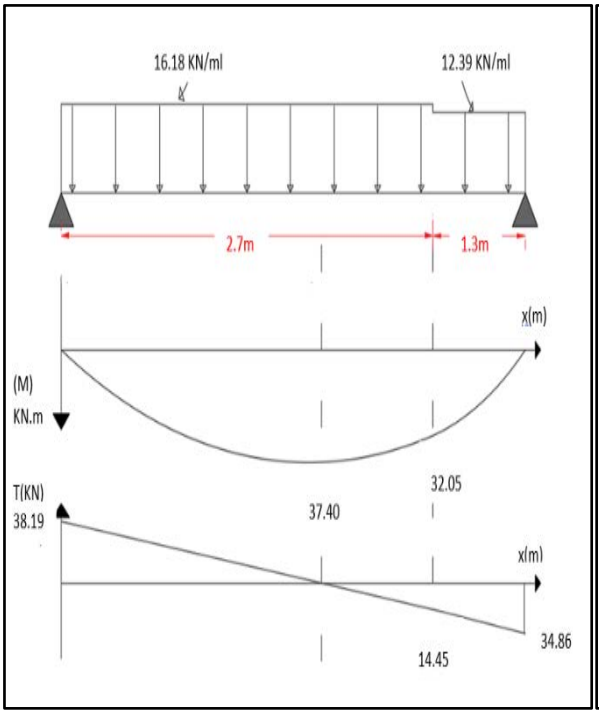


Figure IV.12: Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELU.

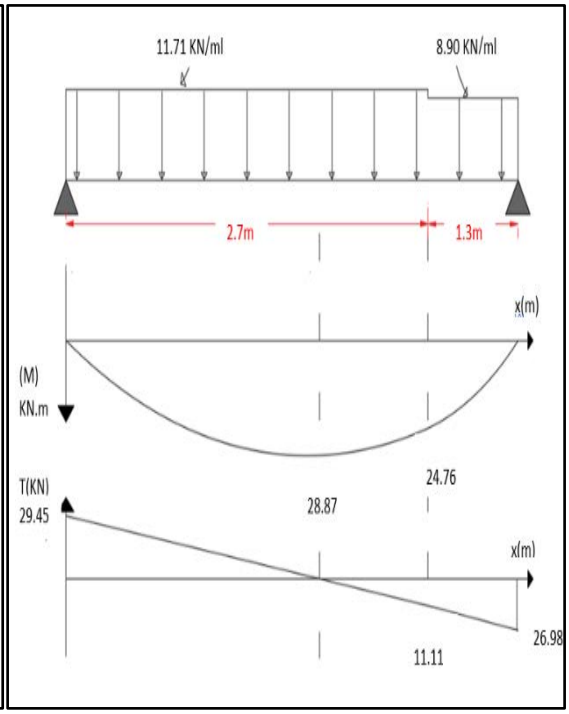


Figure IV. 13: Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ELS.

IV.5.3.Calcul du Ferraillage :

Le calcule se fait en flexion simple section rectangulaire de dimension (b×h), Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. L'escalier est élément intérieur, donc la fissuration est peu préjudiciable.

Nous avons : $b = 100cm$; $h = 15\ cm$; $d = 0{,}9h = 0{,}9 \times 15 = 13{,}5\ cm$.

- **A L'ELU :** $M_{Travée\ max} = 0.85 \times 37.40 = 31.79\ KN.m$

  $M_{appui\ max} = 0.3 \times 37.40 = 11.22\ KN.m$

- **A L'ELS :** $M_{Travée\ max} = 0.85 \times 28.87 = 24.54\ KN.m$

  $M_{appui\ max} = 0.3 \times 28.87 = 8.661\ KN.m$

- **Calcul à l'ELU :**

Le calcul est résumé dans le tableau (IV.15) suivant.

Tableau IV.15 :Calcul du ferraillage à l'ELU de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_c$	A'_s (cm²)	α	Z	A_s (cm²)	Choix	A_s adp (cm²)	St (cm)
Travée	31.79	0,088	oui	0	0.12	12.87	5,68	6HA12	6,79	15
Appui	11.22	0,031	oui	0	0,04	12.28	2,1	5HA10	3.93	20

- **Armatures de répartition** :

- **Travée :** Ar = As / 4 =6.79/ 4 = 1.698cm²

On opte **5HA8** avec $\mathbf{A_r = 2.51cm^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 20cm.}$

- **Appuis :** Ar = As / 4 = 3.93/ 4 = 0.983cm²

On opte **5HA6** avec $\mathbf{A_r = 1.41cm^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 20cm.}$

- **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de condition non fragilité :**

$A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13{,}5 \times 2{,}7}{500}$$

$A_{min} = 1.677cm^2$

En appuis : $\mathbf{A_s = 6.79 > A_{min} = 1.677}$ → Condition vérifiée.
En travée : $\mathbf{A_s = 3.93 > A_{min} = 1.677}$ → Condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures longitudinales :**

$St \leq \min(3 \times h\,;\ 33)\ cm \rightarrow St \leq \min(45\,;\ 33)\ cm$

- **En travée :** 15cm ≤ 33cm → Condition vérifiée.
- **En appui :** 20cm ≤ 33 cm → Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

$St \leq (4 \times h\,;\ 45)\ cm \rightarrow St \leq \min(60\,;\ 45\ cm)$

20 cm ≤ 45 cm Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ MPa\right) = 3{,}5\ MPa$$

$$\tau = \frac{38.19\ \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}135} = 0.283\ MPa$$

$\boldsymbol{\tau = 0.283 < \overline{\tau_u} = 3{,}5}$ → Conditions vérifiée.

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres :**

- **Travée :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\sum ui} \leq \overline{\tau}_{se} = 0{,}6\ \times \psi_s{}^2.f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}7 = 3{,}645$ MPa

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1{,}2 = 22.619$ cm

$$\tau_{se} = \frac{38.19 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}135 \times 0{,}226} = 1.39$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1{,}39 \leq \bar{\tau}_{se} = 3{,}645}$ → condition vérifiée .

- **Appui :**

$\bar{\tau}_{se} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}7 = 3{,}645$ MPa

$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1 = 15.708$ cm

$$\tau_{se} = \frac{38.19 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}135 \times 0{,}1571} = 2.001$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 2.001 \leq \bar{\tau}_{se} = 3{,}645}$ → condition vérifiée .

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

- **Vérification à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et les aciers comprimés sont nuls ($A'_s = 0$), donc on vérifie $\overline{\sigma_{bc}}$ et la flèche :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

- **Travée :**

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec :

$A'_s = 0$, $A_s = 6{,}79$ $n = 15$

$50X^2 + 101.85X - 1374.98 = 0$

$X = 4.323$ cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.323^3 + 101.85(13{,}5 - 4.323)^2$$

$I = 23099.201 cm^4$.

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{24.54 \times 10^5}{23099.201} \times 0.043 \rightarrow \sigma_{bc} = 4.568 \text{ MPa}.$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 4.568 < \overline{\sigma_{bc}} = 21}$ → Condition vérifiée.

- **Appui :**

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0.$$

Avec :

$A'_s = 0$, $A_s = 3.93$, $n = 15$.

$X = 3.443$ cm.

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}3.443^3 + 58.95(13{,}5 - 3.443)^2$$

$I = 7322.867 cm^4$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{8.661 \times 10^5}{7322.867} \times 0.034 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 4.021 MPa$$

Alors $\boldsymbol{\sigma_{bc} = 4.021 < \overline{\sigma_{bc}} = 21}$ → Condition vérifiée.

La figure (IV.14) montre le schéma du ferraillage de l'escalier.

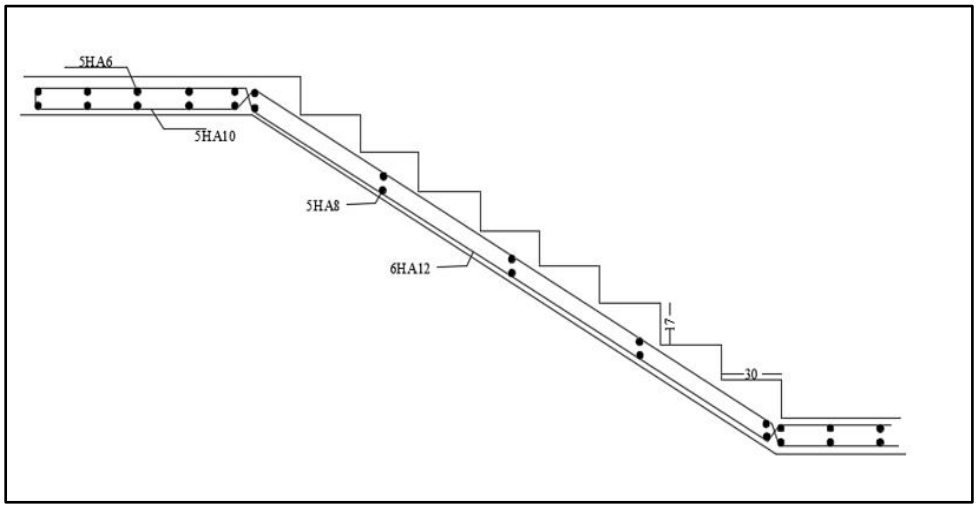


Figure IV. 14: Schéma du ferraillage de l'escalier.

CHAPITRE V
ETUDE AU VENT

V.1.INTRODUCTION :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

V.2.APPLICATION DU RNV2013 :

On doit suivre les étapes suivantes pour la vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction.

- **Coefficient de calcul effet de la région :**

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau (2-2) du RNV 2013[1] (chapitre II-bases de calcul) par $q_{ref} = 375\ N/m^2$.

- **Effet de site :**

La structure sera implantée dans une zone de catégorie III, donc d'après les données du tableau (2- 4) dans le RNVA2013 les données relatives au site sont :

K_T = 0.215 (facteur de terrain)

Z_0 = 0.3 m (paramètre de rugosité)

$Z_{mín}$= 5 m (hauteur minimale)

ε= 0.61

- **Coefficient de topographie**

Pour un site plat, le coefficient de topographie Ct = 1. (Chapitre II du RNV2013).

V.2.1.Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

V.2.1.1.Calcul du coefficient d'exposition Ce

Coefficient d'exposition au vent, est calculé par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_T(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + 7I_v(z)]$$

V.2.1.1.1. Coefficient de rugosité Cr

Le coefficient de rugosité, calculé par les formules suivantes :

$$C_r(Z) = K_T \times Ln\frac{Z}{Z_0} \qquad \text{pour} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(Z) = K_T \times Ln\frac{Z_{min}}{Z_0} \qquad \text{pour} \quad Z \leq Z_{min}$$

Pour :

h= 45 m : hauteur totale de la construction et b = 17.65 m : largeur de la construction

on a h = 45 m> 2b =35.3 m

La figure (V.1) montre la hauteur de référence z_e pour **h>2. b.**

h>2.b

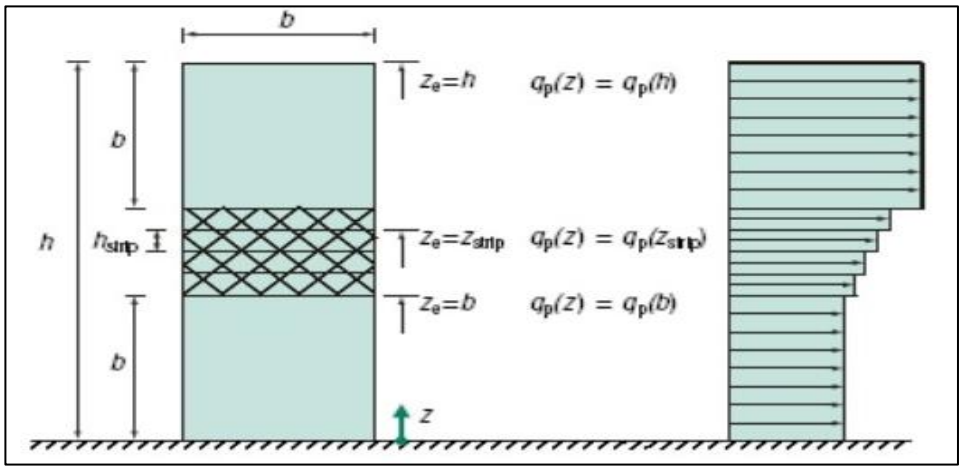


Figure V. 1: Hauteur de référence ze pour h>2.b.

On considère trois bandes de hauteur suivante :

- **Bande inférieure $0 \leq Z_e \leq 17.65$ m**

$$C_r(17.65) = 0.215 \times \text{Ln}\frac{17.65}{0.3} = 0.876$$

- **Bande intermédiaire $17.65 \leq Z_e \leq 27.35$ m**

$$C_r(27.35) = 0.971$$

- **Bande supérieure $27.35 \leq Z_e \leq 45$ m**

$$C_r(45) = 1.077$$

V.2.1.2.Intensité de turbulence I_v (z) :

L'intensité de la turbulence est donnée par les deux équations suivantes :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln}(\frac{z}{z_0})} \quad \text{Pour} \quad z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln}(\frac{z_{min}}{z_0})} \quad \text{Pour} \quad z < z_{min}$$

- **Bande inférieure $0 \leq Z_e \leq 17.65$ m**

$$I_v(z = 17.65\text{m}) = \frac{1}{1 \times \text{Ln}(\frac{17.65}{0.3})} = 0.245$$

- **Bande intermédiaire $17.65 \leq Z_e \leq 27.35$ m**

$$I_v(z = 27.35\text{m}) = 0.222$$

- **Bande supérieure $27.35 \leq Z_e \leq 45$ m**

$$I_v(z = 45\text{m}) = 0.2$$

Le calcul du coefficient d'exposition C_e se résume dans le tableau (V.1) suivant :

Tableau V. 1: Le calcul du coefficient d'exposition Ce.

Bande	C_e (z_e)
0 -17.65 m	2.083
17.65- 27.35 m	2.41
27.35- 45 m	2.784

Le calcul de la pression dynamique q_{dyn} se résume dans le tableau (V.2) suivant :

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

Le tableau (V.2) résume Le calcul de la pression dynamique qdyn.

Tableau V. 2:Le calcul de la pression dynamique q_{dyn}.

Bande	q_{ref} (N/m²)	$C_e(z_e)$	q_{dyn} (N/m²)
0 -17.65 m	375	2.083	781.125
17.65-27.35 m	375	2.41	903.75
27.35-45 m	375	2.784	1044

V.2.2.Détermination du coefficient dynamique C_d

On a pour un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent $\mathbf{C_d = 1}$.

V.2.3.Détermination du coefficient de force C_f

Le coefficient de force C_f des constructions soumises à un vent perpendiculaire à l'une de leur face est donné par :

$$C_f = c_{f.0} \times \psi\lambda$$

- $\boldsymbol{\psi\lambda}$: est le facteur d'élancement (4.1.1 du RNV 2013)
- C_{f0} : est le coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini (4.2.1 du RNV2013)

V.2.3.1.Le facteur d'élancement ψλ

Le facteur d'élancement ψλ est donné par la figure (4.1) (RNVA2013 4.1.1) en fonction de l'élancement effectif λ de la construction (RNVA2013 .4.1.2). Pour les structures solides (le coefficient de remplissage φ = 1.0).

Les formules donnant l'élancement effectif λ_e sont présentées dans le tableau (4.1) du RNV 2013.

Pour les éléments de section rectangulaire et de longueur intermédiaire 15 m < l <50 m, l'élancement effectif λ est calculé par interpolation linéaire :

Nous avons : $\lambda_{50} = 2.71$ et $\lambda_{15} = 3.9$

$$\lambda = \lambda_{15} + (\lambda_{50} - \lambda_{15}) \times \frac{(l - 15)}{(50 - 15)} = 2.88$$

La valeur estimée du facteur d'élancement est : ψλ = 0.63 pour (λ =2.88 et φ=1.0)

V.2.3.2.Coefficient de force sans écoulement libre $C_{f,0}$:

La valeur de $C_{f,0}$ est déterminée selon RNV2013 (4.2.1) (figure 4).
Pour les valeurs de d = 17.65 m, b = 34.15 m, d / b = 0.5
La valeur estimée pour le coefficient de force sans écoulement libre est $c_{f,0} = 2.3$
Donc :

$\rightarrow C_f = 2.3 \times 0.63 = 1.449$

V.2.4.Détermination du coefficient de pression extérieur c_{pe} :

V.2.4.1.Parois verticales :

- **Sens y**

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on réfère au paragraphe (1.1.2) chapitre (5) du RNV 99

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1, b = 34.15 m
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent V1, d = 17.65 m
- **e** = min (b ; 2h) = min (34.15 ; 90) = 34.15 m

e > d la paroi est divisible en 2 zones, qui sont illustrées sur les figures suivantes (V.2) et (V.3).

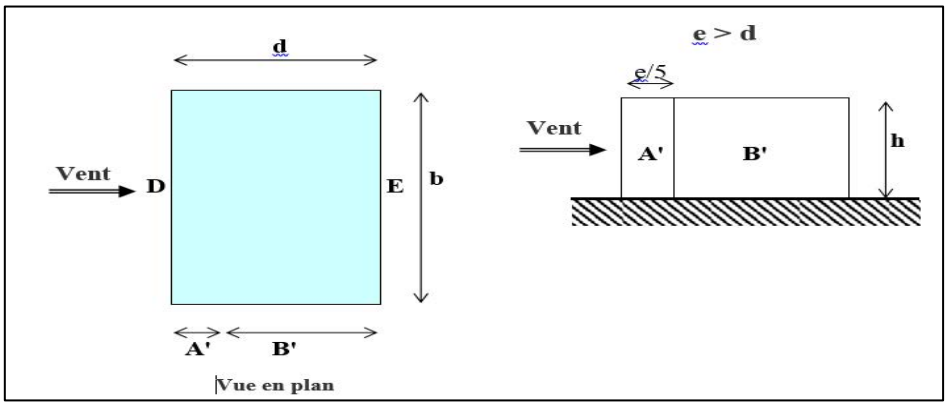


Figure V. 2: Légende pour les parois verticales d < e.

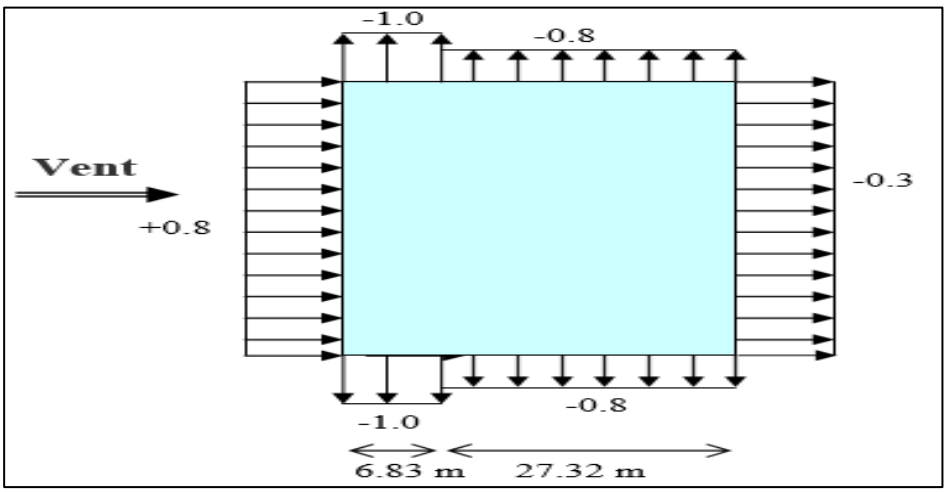


Figure V. 3: Cpe pour les parois verticales d < e.

Pour : $S > 10\ m^2 \rightarrow C_{pe.10}$

Selon le RNV 2013 les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau (5.1).

Dans notre cas : Voir le tableau (V.3).

Tableau V. 3:Valeur de Cpe pour d < e.

	AA'	BB'	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

- **Sens x :**

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V2, b = 17.65 m
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent V2, d = 34.15 m

e = min (b ; 2h) = min (17.65 ; 62.2) = 17.65 m

e < d la paroi est divisible en 3 zones, qui sont illustrées sur les figures suivantes (V.4) et (V.5).

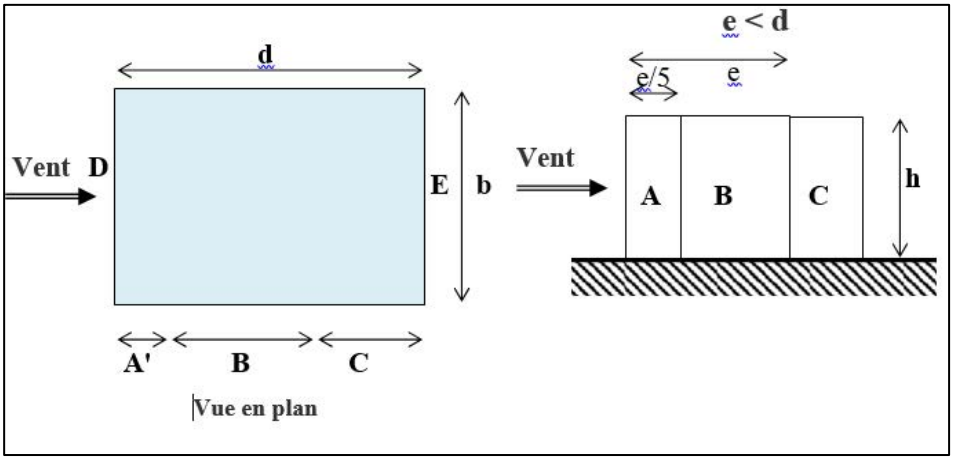


Figure V. 4: Légende pour les parois verticales d > e .

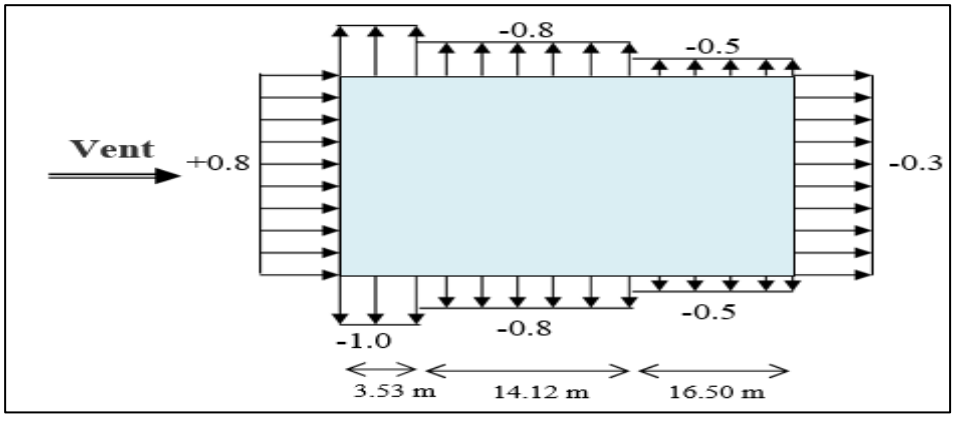


Figure V. 5: Cpe pour les parois verticales d > e.

Pour : $S > 10\ m^2 \rightarrow C_{pe.10}$

Selon le RNV 2013 les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau (5.1).

Dans notre cas : Voir le tableau (V.4).

Tableau V. 4: Valeur de Cpe pour d > e.

	AA'	BB'	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

V.2.4.2.Toiture plate

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-après. Voir la figure (V.6).

- **e** = Min [b ; 2h]
- **b**: dimension du côté perpendiculaire au vent.

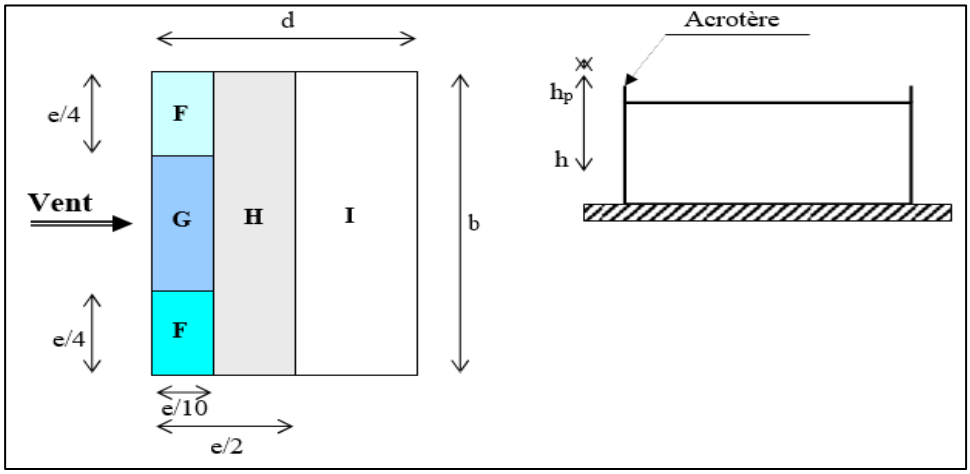


Figure V. 6 : Légende pour les toitures plates.

- **Sens x :**

b= 17.65 m, h=45 m→ e = Min [17.65 ; 90] =17.65 m

Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau (5.2) du RNV 2013. Voir le tableau (V.5).

Tableau V. 5:Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

		Zone			
		F	G	H	I
		C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
Avec acrotère	$h_p/h=0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
	$h_p/h=0.050$	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2
	$h_p/h=0.100$	-1.2	-0.8	-0.7	±0.2

Dans notre cas hp/h = 0.8 / 45 = 0,018 m.

Le rapport entre la hauteur de l'acrotère et la hauteur de bâtiment est très petit donc on considère qu'il n'a pas d'acrotère. Voir le tableau (V.6).

V. 6 : Valeurs de Cpe.

	Zone			
	F	**G**	**H**	**I**
C_{pe}	-1.8	-1.2	-0.7	±0.2

V.2.5.Détermination du coefficient de pression intérieure c_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (figure 5.14 RNVA 2013)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe}}{\sum \text{aire de toutes les ouverture}}$$

D'aprés la note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4 on peut travailler avec des valeurs extrêmes C_{pi} = +0.2 et C_{pi} = -0.3

V.2.6.Détermination du coefficient de pression du vent c_p :

Le coefficient de pression Cp est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les tableaux suivants (V.7) et (V.8) résume les valeurs de **C_{pi} = +0.2 et C_{pi} = -0.3.**

Pour C_{pi} = +0.2 :

Tableau V. 7:Coefficient de pression de vent pour Cpi = +0.2.

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	0.2	-1	-1.2
BB'	0.2	-0.8	-1
C	0.2	-0.5	-0.7
D	0.2	+0.8	0.6
E	0.2	-0.3	-0.5
F	0.2	-1.8	-2
G	0.2	-1.2	-1.4
H	0.2	-0.7	-0.9
I	0.2	+0.2	0
	0.2	-0.2	-0.4

Pour C_{pi}=-0.3

Tableau V. 8:Coefficient de pression de vent pour Cpi = -0.3.

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	-0.3	-1	-0.7
BB'	-0.3	-0.8	-0.5
C	-0.3	-0.5	-0.2
D	-0.3	+0.8	1.1
E	-0.3	-0.3	0
F	-0.3	-1.8	-1.5
G	-0.3	-1.2	-0.9
H	-0.3	-0.7	-0.4
I	-0.3	+0.2	0.5
	-0.3	-0.2	0.1

V.2.7.Calcul de de la pression aérodynamique du vent w :

$W(z) = q_{dyn} \times C_p$

Pour C_{pi} = +0.2

Voir le tableau (V.9) pour Cpi = **+0.2** et le tableau (V.10) pour **C_{pi} = -0.3 .**

Tableau V. 9:Coefficient de pression de vent pour Cpi = +0.2

Zone	Z_e	C_p	q_{dyn} (N/m²)	W(z) (N/m²)
AA'	0 - 45 m	-1.2	1044	-1252.8
BB'	0 - 45 m	-1	1044	-1044
C	0 - 45 m	-0.7	1044	-730.8
D	0 – 17.65 m	0.6	781.125	468.675
	17.65-27.35 m	0.6	903.75	542.25
	27.35 - 45 m	0.6	1044	626.4
E	0- 45 m	-0.5	1044	-522
F	0 - 45 m	-2	1044	-2088
G	0 - 45 m	-1.4	1044	-1461.6
H	0 - 45 m	-0.9	1044	-939.6
I	0 – 17.65 m	0.2	781.125	156.225
	17.65-27.35 m	-0.2	903.75	-180.75
	27.35 - 45 m	0.2	1044	208.8

Pour C_{pi} = -0.3 :

Tableau V. 10: Coefficient de pression de vent pour Cpi = -0.3.

Zone	Z_e	C_p	Q_{dyn} (N/m²)	W(z) (N/m²)
AA'	0-45 m	-0.7	1044	-730.8
BB'	0-45 m	-0.5	1044	-522
C	0-45 m	-0.2	1044	-208.8
D	0 -17.65 m	1.1	781.125	859.238
	17.65-27.35m	1.1	903.75	994.125
	27.35 - 45 m	1.1	1044	1148.4
E	0 - 45 m	-0.3	1044	-313.2
F	0 - 45 m	-1.5	1044	-1566
G	0 - 45 m	-0.9	1044	-939.6
H	0 - 45 m	-0.4	1044	-417.6
I	0 – 17.65 m	0.5	781.125	390.563
	17.65-27.35m	0.5	903.75	451.875
	27.35 - 45 m	0.5	1044	522

V.2.8.Détermination de la force de frottement :

D'après l'article (2.6.3) du RNV2013 :

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négliger lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieur perpendiculaire au vent (au vent et sous vent).

- **Sens X :**

$S_{\parallel} \leq 4\times S_{\perp}$

$S_{\parallel} = 2 \times 34.15 \times 45 = 3073.5$

$4S_{\perp} = 4 \times 17.65 \times 2 \times 45 = 6354\ cm^2$

Donc

$3073.5\ cm^2 < 6354\ cm^2$ Condition vérifiée.

- **Sens Y :**

$S_{\parallel} = 2 \times 17.65 \times 45 = 1588.5\ cm^2 < S_{\perp} = 4 \times 2 \times 34.15 \times 45 = 12294\ cm^2$

$S_{\parallel} = 1588.5\ cm^2 < S_{\perp} = 12294\ cm^2$ Condition vérifiée.

Donc : pas de force de frottement.

V.2.9.Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$ et la force intérieur $F_{w,i}$:

$$F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref} \qquad \text{et} \qquad F_{w,i} = C_d \times \sum W_i \times A_{ref}$$

Avec :

$$W_e = q_{dyn}(z) \times C_{pe} \qquad \text{et} \qquad W_e = q_{dyn}(z) \times C_{pe}$$

Les tableaux (V.11) et (V.12) résument le calcul de la force extérieure et la force intérieur.

Tableau V. 11:Détermination Calcul de la force extérieure Fw,e.

Zone	Z_e (m)	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	A_{ref}	W_e (N/m²)	$F_{w.e.x}$(N)	$F_{w.e.y}$(N)
AA'	0 – 45	1	1044	-1	158.85	-1044	-165839.4	
BB'	0 – 45	1	1044	-0.8	635.4	-835.2	-530686.08	
C	0 – 45	1	1044	-0.5	742.5	-522	-387585	
D	0 - 17.65	1	781.13	+0.8	602.748	624.8	376596.951	
	17.65 - 27.35	1	903.75	0.8	331.255	499.8	165561.249	
	27.35 – 45	1	1044	0.8	602.748	835.2	503415.13	
E	0 – 45	1	1044	-0.3	1536.75	-313.2	-481310.1	
F	0 – 45	1	1044	-1.8	397.125	-1879.2		-746277.3
G	0 – 45	1	1044	-1.2	397.125	-1252.8		-497518.2
H	0 – 45	1	1044	-0.7	794.25	-730.8		-580437.9
I	0 - 17.65	1	781.13	+0.2	311.523	156.225		48667.681
	17.65 - 27.35	1	903.75	-0.2	171.205	180.75		-30945.304
	27.35 - 45	1	1044	+0.2	311.523	208.8		+65046.003
						F_{weT}	-519847.25	-1156065.02

Tableau V. 12: Détermination Calcul de la force intérieur Fw,i.

Zone	Z_e (m)	q_{dyn} (N/m²)	C_{pi}	A_{ref}	W_i (N/m²)	$F_{w.i.x}$(N)	$F_{w.i.y}$(N)
AA'	0 – 45	1044	0.2	158.85	208.8	33167.88	
BB'	0 – 45	1044	0.2	635.4	208.8	132671.52	
C	0 – 45	1044	0.2	742.5	208.8	155034	
D	0 - 17.65	781.13	0.2	602.748	156.225	94164.31	
	17.65 -27.35	903.75	0.2	331.255	180.75	59874.342	
	27.35 - 45	1044	0.2	602.748	208.8	125853.783	
E	0 – 45	1044	0.2	1536.75	208.8	320873.4	
F	0 – 45	1044	0.2	397.125	208.8		82919.7
G	0 – 45	1044	0.2	397.125	208.8		82919.7
H	0 – 45	1044	0.2	794.25	208.8		165839.4
I	0 - 17.65	781.13	0.2	311.523	156.225		48667.681
	17.65 -27.35	903.75	0.2	171.205	180.75		30945.31
	27.35 - 45	1044	0.2	311.523	208.8		65046.003
					$F_{w.i.T}$	921639.235	476337.794

V.2.10.La force exercée par le vent R :

$R = F_{w.e} + F_{w.i} + Fr$

- Le signe (-) représente une dépression
- Le signe (+) représente une pression
- Le total représente la superposition des forces dans la même direction

- $F_{w.e} = \sqrt{{F_{w.ex}}^2 + {F_{w.ey}}^2} = \sqrt{(-519847.25)^2 + (-1156065.02)^2} = 1267.57$ kN
- $F_{w.i} = \sqrt{{F_{w.ix}}^2 + {F_{w.iy}}^2} = \sqrt{(921639.235)^2 + (476337.794)^2} = 1037.46$ kN

Alors : $R = 1267.57 + 1037.46 = 2305.03$ kN

$$\mathbf{R = 2305.03\ kN}$$

CHAPITRE VI
CONCEPTION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

ENSTP 2022/2023

VI.1.INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

Cette étude est fondée essentiellement sur le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 qui nous permettra de choisir la méthode de calcul le plus adéquaté, et à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) de modéliser sa structure pour obtenir les périodes ainsi que les modes propres.

Le calcul des forces sismiques peut se faire suivants trois (03) méthodes :

- **La méthode statique équivalente**

Dans cette méthode le RPA99/version 2003 propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par le séisme qui se développent dans la construction, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur qui définies les axes principaux de la structure.

- **La méthode d'analyse modale spectrale**

Par cette méthode, il recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

D'après le RPA99/version 2003 cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **La méthode d'analyse par accélérogrammes**

Ou analyse temporelle. C'est une méthode dynamique par accélérogrammes. La réponse de la structure donnée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel.

VI.2.MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE

VI.2.1.Présentation du logiciel ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphiqueunique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). Le logiciel ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

VI.3.CONCEPTION DE LA STRUCTURE

VI.3.1.Modélisation de la première variante

Cette première variante, a été analysée, selon les plans d'origine et la structure proposée par l'architecte, avec des voiles déjà imposés au préalable.

La figure (VI.1) montre le positionnement des voiles de cette 1^{ére} variante.

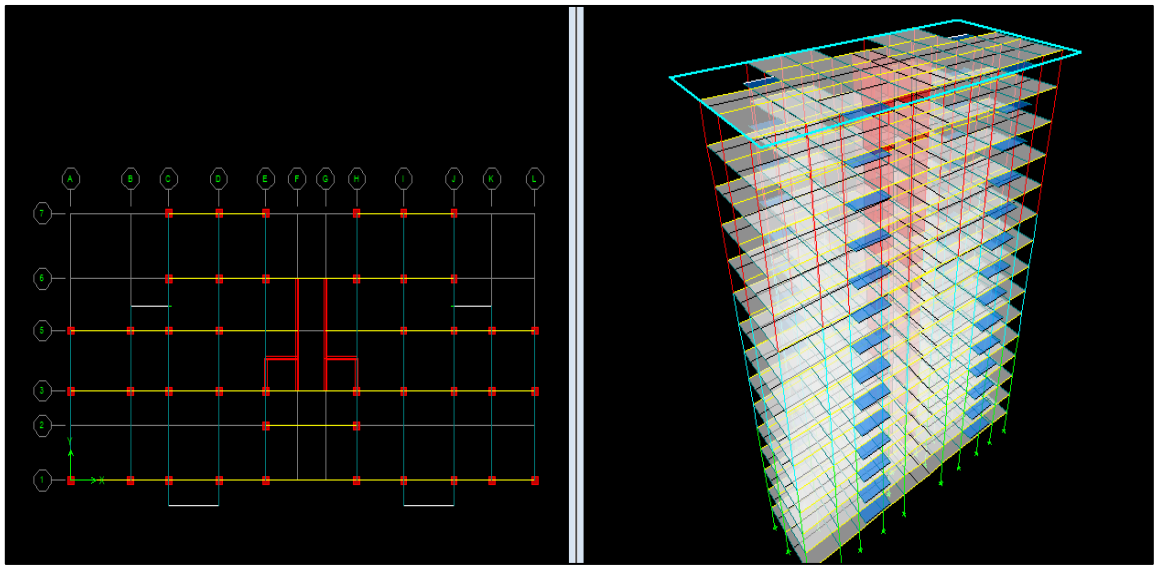


Figure VI. 1: Positionnement des voiles de la 1^{ére} variante.

VI.3.1.1.Résultats de l'analyse dynamique

- **Modes propres pour les trois (03) premiers modes :**

Les figures (VI.2), (VI.3) et (VI.4) montrent les diagrammes des trois premiers modes de cette 1^{ére} variante.

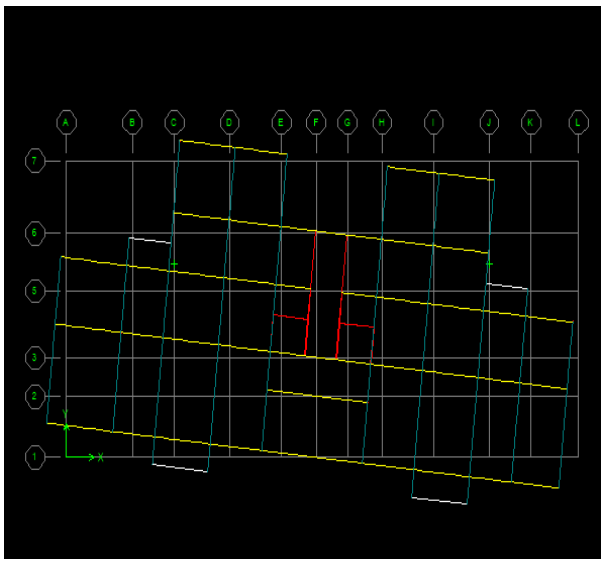


Figure VI. 2: 1^{ére} Mode de torsion couplé avec X.

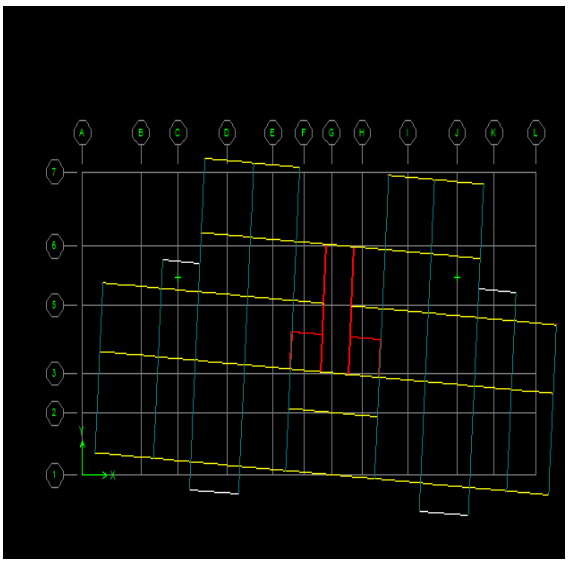


Figure VI. 3: 2^{éme} Mode de torsion couplé avec X.

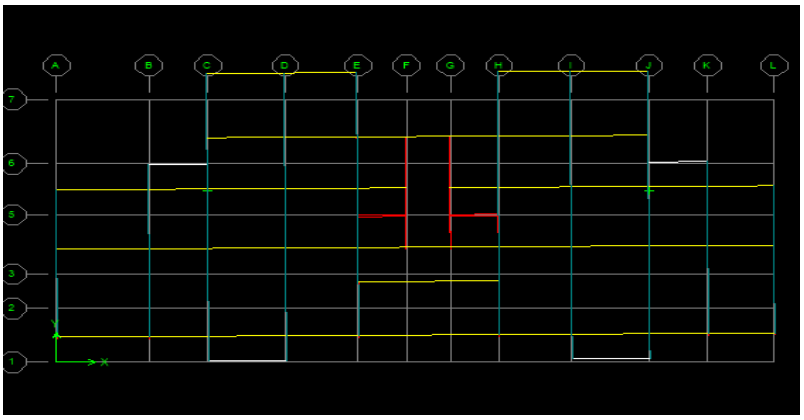


Figure VI. 2: 3éme Mode de Translation selon Y.

Le tableau (VI.1) ci-dessous résume les facteurs de participation massique de chaque mode de la 1ére variante.

Tableau VI. 1:Résultats de l'analyse dynamique de la 1ére variante.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	RZ (kN)	Nature
1	1,658288	17,0858	0,1455	17,0858	0,1455	63,3884	**Torsion Z**
2	1,384679	56,1962	0,0911	73,282	0,2365	17,7521	**Torsion Z**
3	1,072519	0,0071	68,2797	73,2891	68,5163	0,2418	**Translation Y**
4	0,551831	1,6882	0,0312	74,9772	68,5475	9,1755	
5	0,415269	12,0992	0,0076	87,0765	68,5551	1,9805	
6	0,309529	0,7134	0,0053	87,7899	68,5604	2,9214	
7	0,278913	0,0026	16,9286	87,7925	85,489	0,0119	
8	0,210856	2,1448	0,0032	89,9373	85,4921	1,736	
9	0,202785	3,3164	0	93,2537	85,4922	0,2054	
10	0,15051	0,0295	0,0018	93,2832	85,494	0,9002	
11	0,129294	2,6938	0,0026	95,977	85,4966	85,4966	
12	0,126138	0,0013	6,4786	95,9783	91,9751	0,007	

- **Interprétation des résultats :**

L'analyse des résultats pour cette première variante montre que le premier mode est un mode de torsion couplé avec une translation selon la direction X, le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X couplé à une torsion. Le troisième mode est un mode de translation selon la direction Y. c'est une mauvaise conception de la structure.

VI.3.2.Modélisation de la deuxième variante :

Nous avons rajouté des voiles transversaux (sens Y) dans la colonne A et L entre 3 et 5 pour minimiser l'excentricité.

La figure (VI.5) montre le positionnement des voiles de la 2éme variante.

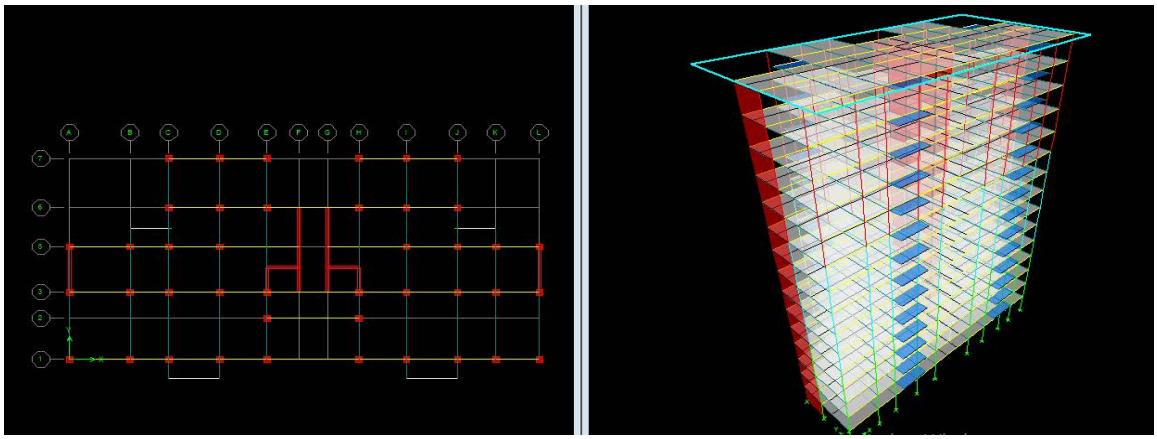


Figure VI. 3: Positionnement des voiles de la 2éme variante.

VI.3.2.1.Résultats de L'analyse dynamique :

- **Modes propres pour les trois (03) premiers modes :**

Les figures (VI.6), (VI.7) et (VI.8) montrent les diagrammes des trois premiers modes de la 2éme variante.

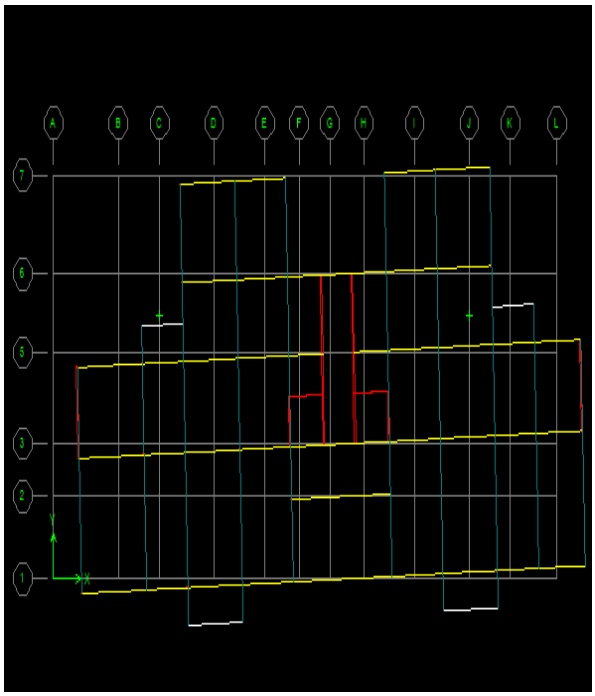


Figure VI.6 : 1ére Mode de Translation suivant X.

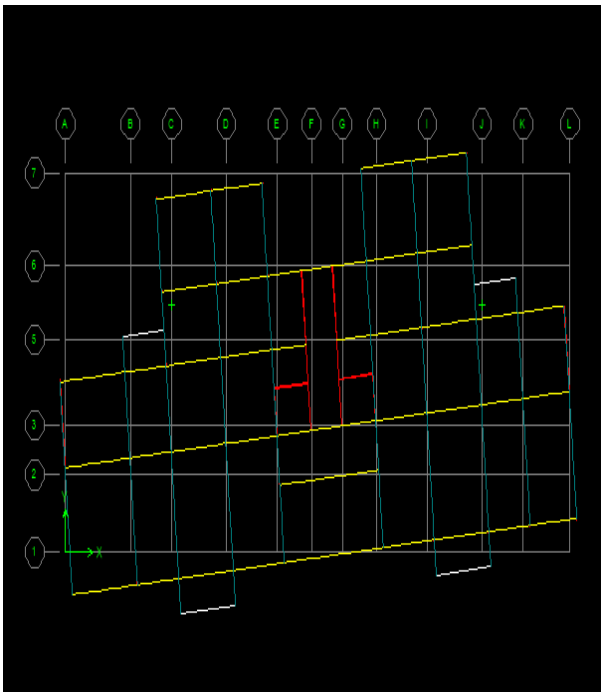


Figure VI.7: 2éme Mode de Torsion suivant Z.

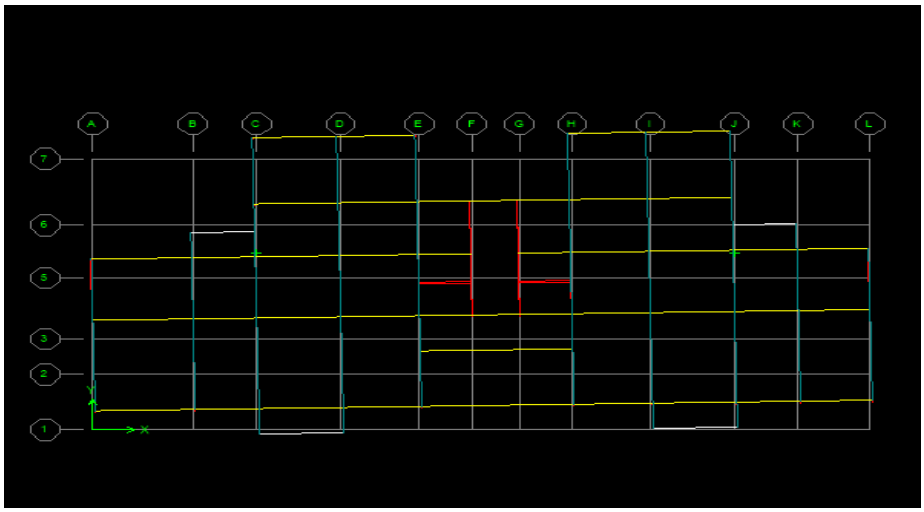


Figure VI. 8: 3éme Mode de Translation suivant Y.

Le tableau (VI.2) ci-dessous résume les facteurs de participation massique de chaque mode de la 2éme variante.

Tableau VI. 2: Résultats de l'analyse dynamique de la 2éme variante.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	RZ (kN)	Nature
1	1,459434	70,6486	0,0071	70,6486	0,0071	2,6038	**Translation X**
2	1,149842	2,7108	1,2814	73,3594	1,2885	64,3401	**Torsion**
3	1,02818	0,0202	66,2269	73,3797	67,5154	1,2937	**Translation Y**
4	0,434109	13,5287	0,0005	86,9083	67,5159	0,3407	
5	0,303	0,4156	0,1138	87,3239	67,6297	15,513	
6	0,256794	0,0011	17,2502	87,325	84,8799	0,1027	
7	0,216355	5,6188	0	92,9438	84,88	0,1592	
8	0,136185	2,0203	0,0122	94,9642	84,8921	2,7186	
9	0,132677	0,9138	0,0178	95,878	84,9099	3,9344	
10	0,11305	0	6,6356	95,878	91,5455	0,0283	
11	0,094905	1,6102	0	97,4882	91,5455	0	
12	0,077612	0,0114	0,0152	97,4996	91,5608	3,6527	

- **Interprétation des résultats :**
  - Le premier mode est une translation suivant l'axe « X » avec une participation de **70.649%** de la masse et une période de **1.459 sec**.
  - Le deuxième mode est une torsion suivant l'axe « Z » avec une participation de **64.34 %** de la masse et une période de **1.15 sec**
  - Le troisième mode une translation suivant l'axe « Y » avec une participation de **66.226 %** de la masse et une période de **1.02 sec**.

VI.3.3.Modélisation de la troisième variante :

Nous avons rajouté des voiles longitudinaux dans la ligne 1 entre AB et BA, entre IJ et JI, et dans la ligne 7 entre CD et DC, entre IJ et JI.

La figure (VI.9) montre le positionnement des voiles de la 3éme variante.

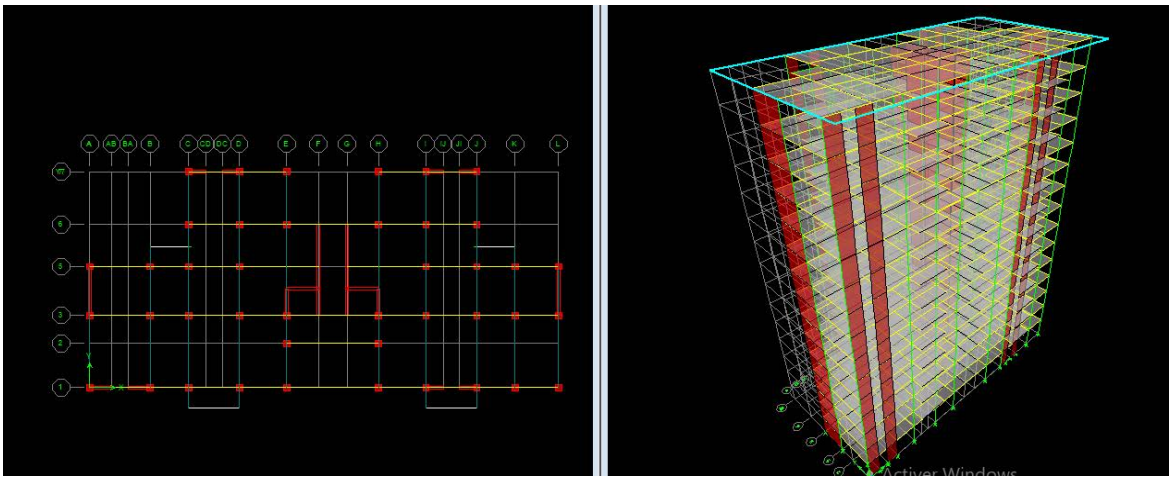


Figure VI. 9: Positionnement des voiles de la 3éme variante.

VI.3.3.1.Résultats de l'analyse dynamique :

- **Modes propres pour les trois (03) premiers modes**

Les figures (VI.10), (VI.11) et (VI.12) montrent les diagrammes des trois premiers modes de la 3éme variante.

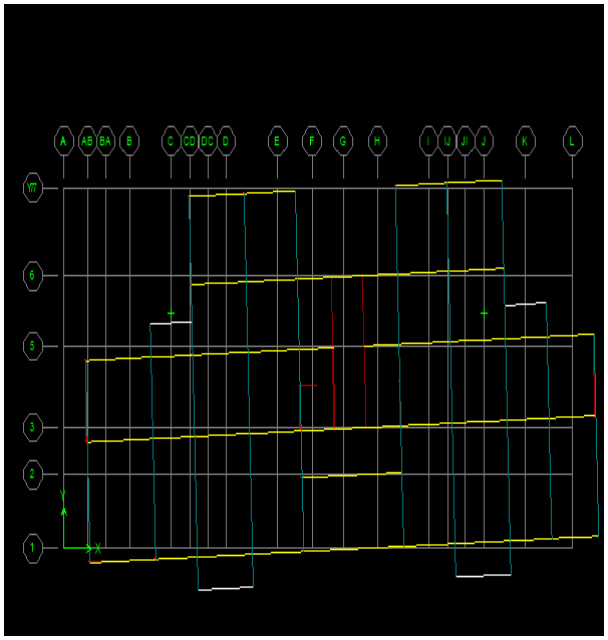


Figure VI. 10: 1ér Mode de Translation suivant X.

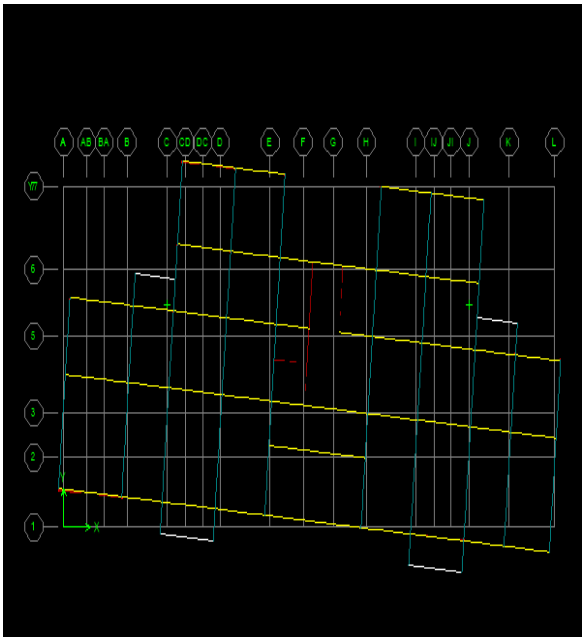


Figure VI.11: 2éme Mode de torsion suivant Z.

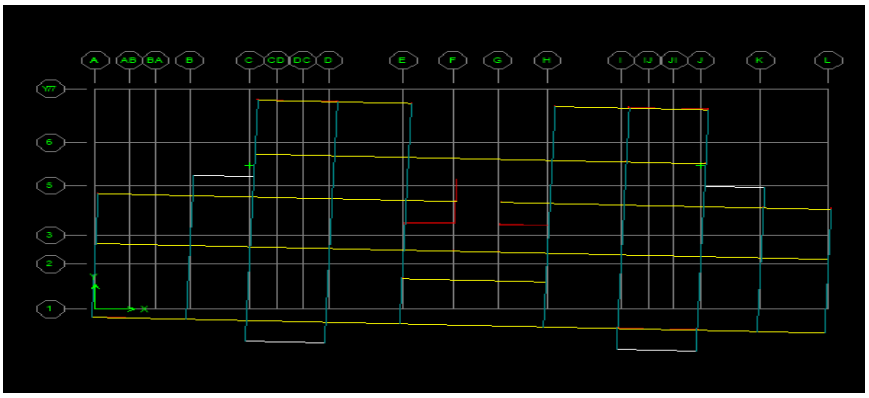


Figure VI. 12: 3éme Mode de Translation suivant Y.

Le tableau (VI.3) ci-dessous résume les facteurs de participation massique de chaque mode de la 3^{éme} variante.

Tableau VI. 3: Résultats de l'analyse dynamique de le 3éme variante.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	RZ (kN)	Nature
1	1,237361	67,369	0,0357	67,369	0,0357	3,9016	**Translation X**
2	1,093804	3,7664	6,1363	71,1354	6,172	58,4239	**Torsion Z**
3	1,03351	0,1734	61,4924	71,3088	67,6645	6,0719	**Translation Y**
4	0,3542	14,5428	0,0017	85,8516	67,6662	0,5034	
5	0,287682	0,5895	0,3918	86,441	68,058	15,1871	
6	0,259861	0,0059	16,8458	86,4469	84,9038	0,3672	
7	0,172338	5,4208	0,0002	91,8677	84,904	0,1548	
8	0,128943	0,1697	0,0975	92,0374	85,0016	6,2461	
9	0,114684	0,0021	6,5556	92,0395	91,5572	0,0917	
10	0,10675	2,7531	0,0001	94,7926	91,5572	0,0911	
11	0,075498	0,5752	0,04	95,3678	91,5972	2,546	
12	0,074378	1,1151	0,0153	96,4829	91,6126	0,9308	

- **Interprétation des résultats :**
  - Le premier mode est une translation suivant l'axe « X » avec une participation de **67.37%** de la masse et une période de **1.24 sec.**
  - Le deuxième mode est une torsion suivant l'axe « Z » avec une participation de **58.42 %** de la masse et une période de **1.09 sec.**
  - Le troisième mode représente la translation suivant l'axe « Y » avec une participation de **61.49%** de la masse et une période de **1.03 sec**.

VI.3.4.Modélisation de la quatrième variante :

Nous avons rajouté des voiles transversaux dans les colonnes C et J entre 6 et 7, et nous avons changé la place des voiles dans les colonnes A et L entre 1 et 3 et pour des raisons de stabilité nous avons déplacé la fenêtre qui se trouvent dans la colonne A entre 2 et 3, on a rajouté aussi des voiles longitudinaux dans les lignes 3 et 5 entre CD et entre IJ.

La figure (VI.13) montre le positionnement des voiles de la 4^{éme} variante.

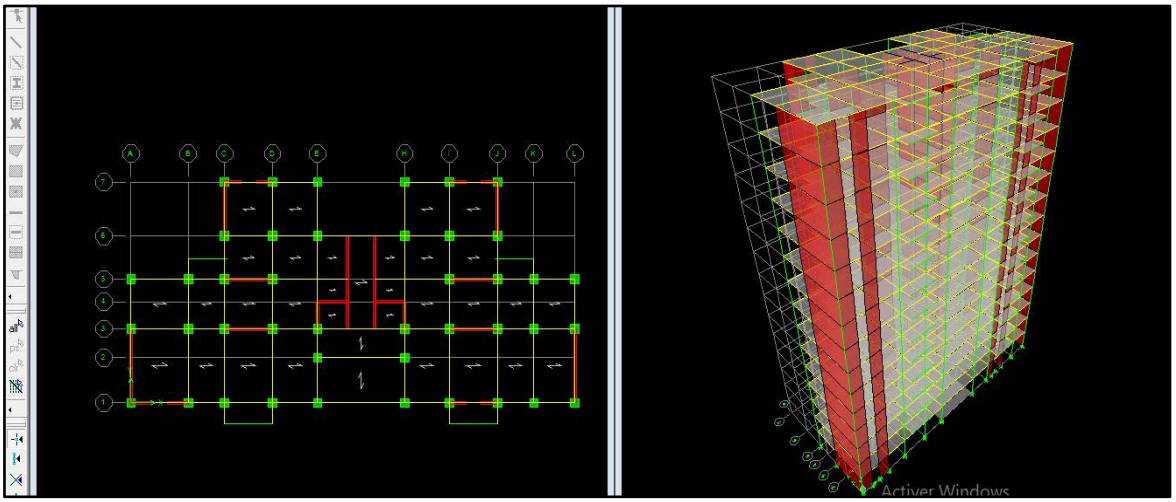


Figure VI.13: Positionnement des voiles de la 4^{éme} variante.

VI.3.4.1.Résultats de l'analyse dynamique :

- **Modes propres pour les trois (03) premiers modes**

Les figures (VI.14), (VI.15) et (VI.16) montrent les diagrammes des trois premiers modes de la 4^{éme} variante.

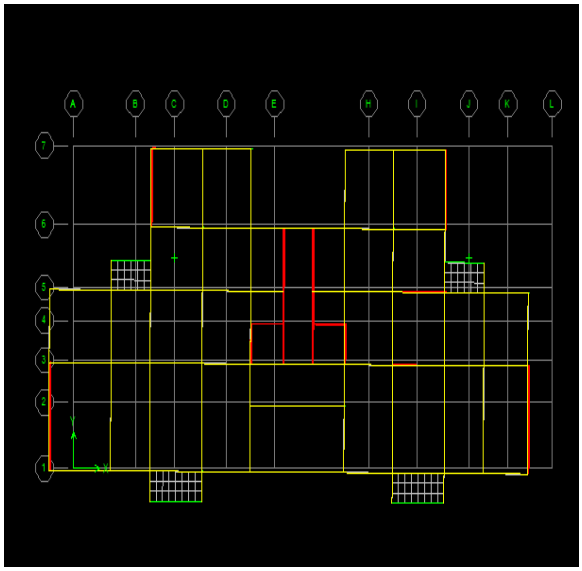


Figure VI. 14: 1^{ére} Mode de Translation suivant X.

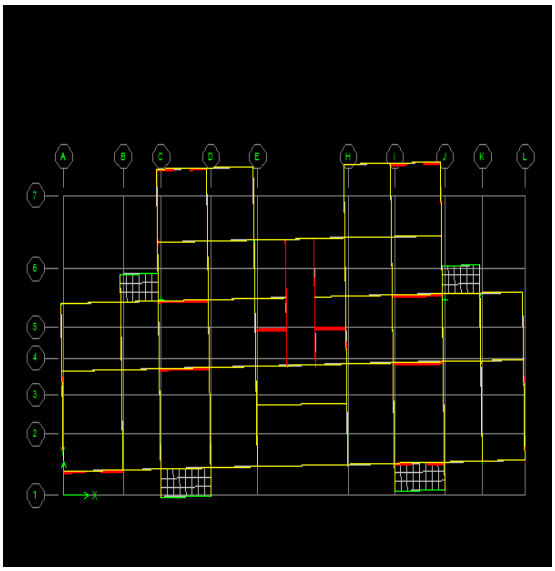


Figure VI.15: 2^{éme} Mode de Translation suivant Y.

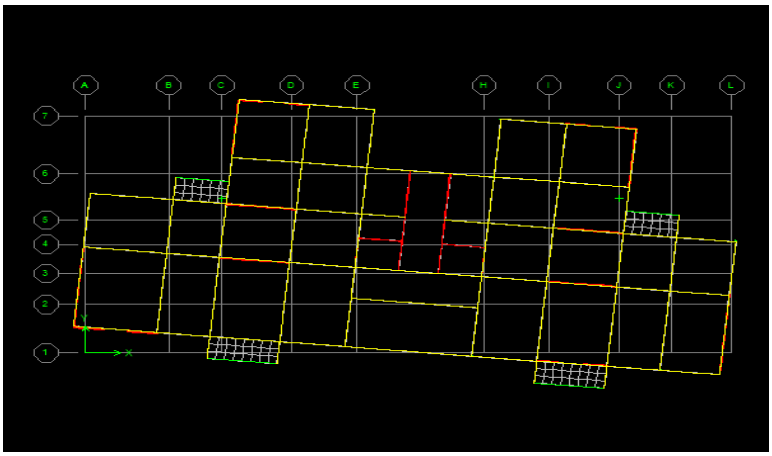


Figure VI.16: 3éme Mode de Torsion suivant Z.

Le tableau (VI.4) ci-dessous représente les facteurs de participation massique de chaque mode de la 4éme variante.

Tableau VI. 4: Résultats de l'analyse dynamique de le 4éme variante.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	RZ (kN)	Nature
1	0,987127	67,7046	0,7296	67,7046	0,7296	0,0954	**Translation X**
2	0,839532	0,8241	65,1067	68,5287	65,8363	1,0459	**Translation Y**
3	0,737308	0,0318	1,1139	68,5604	66,9502	65,9962	**Torsion Z**
4	0,257776	16,0627	0,0592	84,6231	67,0094	0,0263	
5	0,204126	0,061	17,5222	84,6841	84,5316	0,3211	
6	0,182208	0,0219	0,3575	84,706	84,8891	17,676	
7	0,117774	6,249	0,0119	90,955	84,901	0,0112	
8	0,091049	0,0116	6,5453	90,9666	91,4464	0,0906	
9	0,082484	0,0116	0,0849	90,9782	91,5313	6,5303	
10	0,070848	3,2514	0,0042	94,2296	91,5354	0,0059	
11	0,055244	0,0038	3,2235	94,2334	94,759	0,0181	
12	0,050646	0,0088	0,0133	94,2422	94,7723	3,1738	
13	0,049259	1,8236	0,002	96,0658	94,7742	0,0047	
14	0,039129	0,0019	1,75	96,0677	96,5243	0,0004	
15	0,037527	1,1238	0,0016	97,1916	96,5259	0,0005	

- **Interprétation des résultats**

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même remarque est faite pour le

deuxième mode suivant la direction y. On remarque aussi qu'au troisième mode 65.966% de la participation modale est en mode de torsion.

VI.3.5.Conclusions :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, les résultats de la 4^{éme} conception présente beaucoup de points positifs que les autres et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique donc nous avons choisi la 4^{éme} variante pour la suite de notre travail.

VI.3.6. LES CARACTERISTIQUES DE LA VARIANTE RETENUE :

VI.3.6.1.Estimation de la période empirique de la structure :

La valeur de la période empirique (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$\mathbf{T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}} \quad ; \quad \mathbf{T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}}$$

Avec :

$\mathbf{h_N}$: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au le dernier niveau (N).

$$\mathbf{h_N = 45.00\ m}.$$

$\mathbf{C_T}$**:** Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **le tableau (4.6) de RPA99/version2003**.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

$\mathbf{C_T = 0.05}$

$T_1 = 0.05 \times 45^{\frac{3}{4}} = 0.869$ sec

$$T' = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

- **Dans le sens X :**

$$T' = \frac{0.09 \times 45}{\sqrt{34.15}} = 0.693 \text{ sec}$$

$T_X = \min(T_1; T') = 0.693$ sec

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$1.3 \times T_X = 1.3 \times 0.693 = 1.12$sec

- **Dans le sens Y :**

$$T' = \frac{0.09 \times 45}{\sqrt{17.65}} = 0.964 \text{ sec}$$

$T_Y = \min(T_1; T') = 0.869$ sec

$1.3 \times T_Y = 1.3 \times 0.869 = 1.13$ sec.

VI.3.6.2.Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

- **Centre des masses :**

Le centre de gravité des masses est le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

- **Centre de Rigidité :**

Le centre de rigidité (torsion) est le point de par lequel passe la résultante des réactions des éléments qui participent à la rigidité.

Le tableau (VI.5) résume le centre des masses et le centre de rigidité pour chaque étage.

Tableau VI. 5: Centre de gravité et le centre des masses de la variante retenue (4^{éme} variante).

	Centre de gravité des masses		Centre de rigidités	
	C		R	
Etages	**X_C (m)**	**Y_C (m)**	**X_R (m)**	**Y_R (m)**
15^{éme} étage	17,351	6,835	16,913	7,144
14^{éme} étage	17,401	6,917	16,913	7,157
13^{éme} étage	17,401	6,917	16,913	7,174
12^{éme} étage	17,401	6,917	16,912	7,194
11^{éme} étage	17,401	6,917	16,911	7,216
10^{éme} étage	17,404	6,923	16,912	7,24
9^{éme} étage	17,408	6,928	16,916	7,267
8^{éme} étage	17,408	6,928	16,925	7,295
7^{éme} étage	17,408	6,928	16,94	7,324
6^{éme} étage	17,408	6,928	16,966	7,353
5^{éme} étage	17,412	6,94	17,005	7,38
4^{éme} étage	17,416	6,94	17,066	7,402
3^{éme} étage	17,416	6,94	17,155	7,41
2^{éme} étage	17,416	6,94	17,281	7,388
1^{ér} étage	17,396	6,988	17,433	7,326

La torsion résulte de la non-coïncidence des centres de gravité CM avec les centres de torsion CR, qu'on appelle dans la suite la torsion théorique, cependant que la distance entre CM et CR est appelée excentricité structurale ou excentricité théorique e_0.

- **Excentricité théorique :**

L'excentricité théorique est donnée par les deux formules suivantes :

$e_{x0} = X_C - X_R$

$e_{y0} = Y_C - Y_R$.

Le tableau (VI.6) résume l'excentricité théorique de la variante retenue.

Tableau VI. 6:Excentricité théorique de la variante retenue (4éme variante).

Etages	X_C (m)	Y_C (m)	X_R (m)	Y_R (m)	e_{x0} (m)	e_{y0} (m)
15éme étage	17,351	6,835	16,913	7,144	0,438	-0,309
14éme étage	17,401	6,917	16,913	7,157	0,488	-0,24
13éme étage	17,401	6,917	16,913	7,174	0,488	-0,257
12éme étage	17,401	6,917	16,912	7,194	0,489	-0,277
11éme étage	17,401	6,917	16,911	7,216	0,49	-0,299
10éme étage	17,404	6,923	16,912	7,24	0,492	-0,317
9éme étage	17,408	6,928	16,916	7,267	0,492	-0,339
8éme étage	17,408	6,928	16,925	7,295	0,483	-0,367
7éme étage	17,408	6,928	16,94	7,324	0,468	-0,396
6éme étage	17,408	6,928	16,966	7,353	0,442	-0,425
5éme étage	17,412	6,934	17,005	7,38	0,407	-0,446
4éme étage	17,416	6,94	17,066	7,402	0,35	-0,462
3éme étage	17,416	6,94	17,155	7,41	0,261	-0,47
2éme étage	17,416	6,94	17,281	7,388	0,135	-0,448
1ér étage	17,396	6,988	17,433	7,326	-0,037	-0,338

- **Excentricité accidentelle :**

La torsion résultant des incertitudes et phénomènes additionnels divers, qu'on appelle dans la suite torsion « accidentelle » e_1

Selon l'article 4.3.7 du RPA99/ version 2003 il est stipulé :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\mp 0.05L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

L est la dimension de chaque étage perpendiculaire à la direction de l'action sismique
Donc : $e_1 = \pm 5\%$ L.

Le tableau (VI. 7) résume l'excentricité accidentelle de la variante retenue.

Tableau VI. 7:Excentricité accidentelle de la variante retune (4éme variante).

Etage	Lx (m)	Ly (m)	e_{x1} (m)	e_{y1} (m)
15éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
15éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
13éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
12éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
11éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
10éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
9éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
8éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
7éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
6éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
5éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
4éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
3éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
2éme étage	34,15	17,65	1,7075	0,8825
1ér étage	34,15	16,15	1,7075	0,8075

- **Excentricité Retenue : (Excentricité théorique ±Excentricité accidentelle)**

$e_x = e_{x0} \pm e_{x1}$
$e_y = e_{y0} \pm e_{y1}$
Cette disposition est nécessaire pour les raisons suivantes :

- Pour pallier aux erreurs de calcul du centre de gravité des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier aux erreurs d'exécution.

Le tableau (VI.8) résume l'excentricité retenue de la variante retenue.

Tableau VI. 8: Excentricité Retenue de la variante retenue (4éme variante).

Etages	$e_{x0} + e_{x1}$ (m)	$e_{x0} - e_{x1}$ (m)	$e_{y0} + e_{y1}$ (m)	$e_{y0} - e_{y1}$ (m)
15éme étage	2,1455	-1,2695	0,5735	-1,1915
14éme étage	2,1955	-1,2195	0,6425	-1,1225
13éme étage	2,1955	-1,2195	0,6255	-1,1395
12éme étage	2,1965	-1,2185	0,6055	-1,1595
11éme étage	2,1975	-1,2175	0,5835	-1,1815
10éme étage	2,1995	-1,2155	0,5655	-1,1995
9éme étage	2,1995	-1,2155	0,5435	-1,2215
8éme étage	2,1905	-1,2245	0,5155	-1,2495
7éme étage	2,1755	-1,2395	0,4865	-1,2785
6éme étage	2,1495	-1,2655	0,4575	-1,3075
5éme étage	2,1445	-1,3005	0,4365	-1,3285
4éme étage	2,0575	-1,3575	0,4205	-1,3445
3éme étage	1,9685	-1,4465	0,4125	-1,3525
2éme étage	1,8425	-1,5725	0,4345	-1,3305
1ér étage	1,6705	-1,7445	0,4695	-1,1455

VI.3.6.3.Nombre des Modes à considérer :

Nous avons constaté ce qui suit :

- Pour le sens xx, les trois premiers modes donnent un pourcentage de 90.004% de la masse totale.
- Pour le sens yy, les quatre premiers modes donne un pourcentage de 92.338% de la masse totale.

Ce qui vérifier la condition (4.3.4) du RPA 99/ version 2003.

VI.4.ETUDE SISMIQUE

VI.4.1.Méthode statique équivalente (Article 4.1.2 du RPA99/version 2003)

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Pour notre projet :

Le bâtiment présente une configuration régulière en zone III et la hauteur du bâtiment h= 45 m > h= 30 m donc la Condition n'est pas vérifiée.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre projet. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99/ version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente pour la vérification de la condition du "RPA99/version 2003, chapitre IV, 4.3.6".

- **La force sismique totale (la méthode statique équivalente) :**

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\mathbf{V = \frac{A.D.Q}{R}\,W} \qquad \textbf{(Article 4.2.3 du RPA99/version 2003)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportant globale de la structure.

Q : Le facteur de qualité.

- **Détermination des paramètres de calcul :**

  - **Coefficient d'accélération A :**

Le Coefficient d'accélération A est donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique : zone III ⇒ **A= 0.25**

  - **Coefficient de comportant globale de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3**)** de RPA99/version 2003. En fonction du système de contreventement. Dans notre structure :

Portique mixte (4a) donc : ⇒ **R = 5**

  - **Le facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée dans le tableau (4.4) de RPA99/ version 2003.

Le tableau (VI.9) résume valeurs des pénalités Pq.

Tableau VI. 9: Valeurs des pénalités Pq.

Critère q	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1

Donc :

$$Q = 1 + 0.1 + 0.05 + 0.05 = 1.2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Q = 1.2}$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Fonction de la catégorie de site. Du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}.(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

- **Classification du Site :**

D'après l'article (3.3) du RPA99/version2003, les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés géophysiques et mécaniques des sols qui les constituent (Tableau 4.7 RPA99/ version 2003).

Dans notre structure le sol est meuble (Site S_3) $\Longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0{,}15 \ \text{sec} \\ T_2 = 0{,}50 \ \text{sec} \end{cases}$

- **Facteur de correction d'amortissement « η »:**

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

ξ(%) : pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2 du RPA99/ version 2003).

Portique auto stable → ξ= 7 %

Voiles → ξ= 10 %

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne : $\boldsymbol{\xi = 8.5}$ %

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8{,}5)}} = 0.816 \geq 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

- **Dans le sens X :**

$T_{empirique} = 0.693 \text{ sec}$

$1.3 \times T_{empirique} = 1.12 \text{ sec}$

Pour : $T_{analytique} = 0{,}987 \text{ sec} < 1.3 \times T_{empirique} = 1.12 \text{ sec}$

On fixe $\mathbf{T = T_{empirique} = 0.693 \text{ sec}}$

Pour : $T_2 = 0.5 \leq T = 0.693 \leq 3s$

$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.816\ (0.5/0.693)^{2/3}$

$$\mathbf{D = 1.641}$$

- **Dans le sens Y :**

$T_{empirique} = 0.869 \text{ sec}$

$1.3 \times T_{empirique} = 1.13 \text{ sec}$

Pour : $T_{analytique} = 0{,}839 \text{ sec} < 1.3 \times T_{empirique} = 1.13 \text{ sec}$

On fixe $\mathbf{T = T_{empirique} = 0.839 sec}$

Pour $T_2 = 0.5 \leq T = 0.839 \leq 3s$

$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.816\ (0.5/0.839)^{2/3}$

$$\mathbf{D = 1.445}$$

- **Le Poids total de la structure :**

Le poids total de la structure est donné par la formule suivante : $W_i = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
Avec :

$\mathbf{W_{Gi}}$:Poids du aux charges permanentes.
$\mathbf{W_{Qi}}$: Poids du aux charges d'exploitation.
β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du RPA99/version 2003:

Pour un bâtiment d'habitation **β = 0,2.**
A partir du logiciel ETABS on aura le poids total de la structure : $\mathbf{W = 81704{,}902\ kN}$

Le tableau (VI.10) montre le calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.

Tableau VI. 10:Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.

Sens	A	D	Q	W (kN)	R	V (kN)	0.8 V (kN)
Sens X	0.25	1.641	1.2	81704,902	5	V_X=8044.665	**0.8V_X=6435.732**
Sens Y	0.25	1.445	1.2	81704,902	5	V_Y=7083.815	**0.8V_Y=5667.052**

VI.4.2.La méthode dynamique modale spectrale (Article 4.1.2 du RPA99/version 2003)

- **Spectre de réponse de calcul :**

A l'aide du logiciel de ETABS, on a étudié l'analyse dynamique modale spectrale en introduisant le spectre de réponse de calcul représenté ci-dessous sous forme d'une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative «$\frac{S_a}{g}$» d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties.

La figure (VI.17) montre le spectre de réponse sismique selon des deux directions xx et yy.

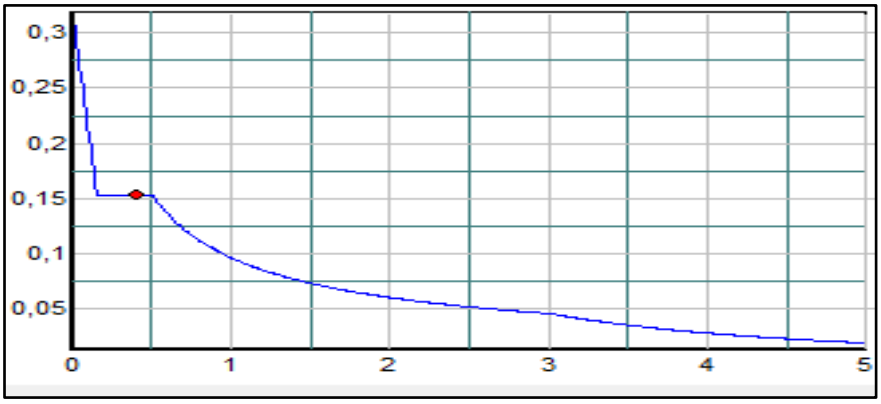


Figure VI.17: Spectre de réponse sismique de selon le RPA99/version 2003.

- **Calcul de la force sismique par la méthode dynamique modale spectrale :**

A partir de Logiciel **ETABS** on obtient l'effort tranchant à la base pour les deux sens :

Sens X : $\rightarrow \mathbf{V_{dyn\,X} = 7096,59\ kN}$

Sens Y : $\rightarrow \mathbf{V_{dyn\,y} = 7617,41\ kN}$

VI.4.3.Vérification des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/version 2003, 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 sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Sens X :**

$\mathbf{V_{dyn\,X} = 7096,59 > 0.8V_X = 6435.732}$ → Condition vérifiée.

- **Sens Y :**

$\mathbf{V_{dyn\,y} = 7617,41 > 0.8V_Y = 5667.052}$ → Condition vérifiée.

La condition est vérifiée pour les deux sens.

VI.4.4.Vérification de l'effort normal réduit :

Selon l'article 7.4.3.1 du RPA99/version 2003, Outre les vérifications prescrites par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$\mathbf{N_d}$: Désigne l'effort normal de calcul (sous la combinaison accidentelle) d'exerçant sur la section du poteau, est obtenue par logiciel ETABS.

$\mathbf{B_c}$: L'aire de la section brute du poteau.

$\mathbf{f_{c28}}$: La résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 35$ MPa

Le poteau le plus sollicite au niveau du RDC est C12. Le poteau à la base ne vérifie pas pour $\mathbf{f_{c28}} = 25$ MPa et pour cela, nous avons augmenter f_{c28} ($f_{c28} = 35$ MPa) et les sections des poteaux.

On augmente la section des poteaux pour les trois zones :

Zone I : (étage 1, étage 2, étage 3, étage 4, étage 5) on opte pour la section (75*75) cm^2.

Zone II : (étage 6, étage 7, étage 8, étage 9, étage 10) on opte pour la section (70*70) cm^2.

Zone III: (étage 11, étage 12, étage 13, étage 14, étage 15) on opte pour la section cm^2 (65*65).

Le calcul est résumé dans le tableau (VI.11).

Tableau VI. 11:Vérification de l'effort normal réduit sous les combinaisons sismiques pour les poteaux.

Poteaux	N_d(N)	B_c (mm^2)	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 75x75	4203280	750x750	0.223	Vérifiée
Poteau 70x70	2084670	700x700	0.122	Vérifiée
Poteau 65x65	982870	650x650	0.067	Vérifiée

VI.4.5.Vérification des déplacements inter-étages :

Selon l'article (5.10) du RPA99/version 2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'autre étage qui lui est adjacent, et tel que calculé, selon le paragraphe 4.2.10, ne doit pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$\Delta_K < \bar{\Delta}$; $\bar{\Delta} = 0.01\ h_e$; $\Delta_K = \delta K - \delta K\text{-}1$ et $\delta K = R\ \delta eK$

Avec :

$\mathbf{h_e}$: hauteur de l'étage.

Δ_K: Déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau « K-1 », les résultats donnés par ETABS.

δK : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k".

δeK : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement R = 5.

- **Les déplacements selon X-X (séisme selon la direction x)**

Le tableau (VI.12) résume la vérification de déplacement inter-étages selon la direction X.

Tableau VI. 12:Vérification de déplacement inter-étages selon la direction X.

Etages	UX (m)	UY (m)	δeK (m)	δK (m)	Δ_K (m)	h_e (m)	$\bar{\Delta}$ (%)	Vérification
15éme étage	0,034	0,0049	0,0344	0,1718	0,0112	3	0,03	Vérifiée
14éme étage	0,0318	0,0045	0,0321	0,1606	0,0116	3	0,03	Vérifiée
13éme étage	0,0295	0,0042	0,0298	0,149	0,0127	3	0,03	Vérifiée
12éme étage	0,027	0,0038	0,0273	0,1363	0,0127	3	0,03	Vérifiée
11éme étage	0,0245	0,0034	0,0247	0,1237	0,0136	3	0,03	Vérifiée
10éme étage	0,0218	0,003	0,0220	0,1101	0,0136	3	0,03	Vérifiée
9éme étage	0,0191	0,0026	0,0193	0,0964	0,0141	3	0,03	Vérifiée
8éme étage	0,0163	0,0022	0,0164	0,0822	0,0141	3	0,03	Vérifiée
7éme étage	0,0135	0,0018	0,0136	0,0681	0,0136	3	0,03	Vérifiée
6éme étage	0,0108	0,0014	0,0109	0,0545	0,0131	3	0,03	Vérifiée
5éme étage	0,0082	0,001	0,0082	0,0413	0,0121	3	0,03	Vérifiée
4éme étage	0,0058	0,0007	0,0058	0,0292	0,0106	3	0,03	Vérifiée
3éme étage	0,0037	0,0004	0,0037	0,0186	0,0091	3	0,03	Vérifiée
2éme étage	0,0019	0,0002	0,0019	0,0096	0,0065	3	0,03	Vérifiée
1ér étage	0,0006	0,0001	0,0006	0,0030	0,0030	3	0,03	Vérifiée

- **Les déplacements selon Y-Y (séisme selon la direction y)**

Le tableau (VI.13) représente la vérification de déplacement inter-étages selon la direction Y.

Tableau VI. 13: Vérification de déplacement inter-étages selon la direction Y.

Etages	UX (m)	UY (m)	δeK (m)	δK (m)	Δ_K (m)	h_e (m)	$\bar{\Delta}$ (%)	Vérification
15éme étage	0,0046	0,0274	0,0278	0,1389	0,0096	3	0,03	Vérifiée
14éme étage	0,0043	0,0255	0,0259	0,1293	0,0106	3	0,03	Vérifiée
13éme étage	0,004	0,0234	0,0237	0,1187	0,0111	3	0,03	Vérifiée
12éme étage	0,0037	0,0212	0,0215	0,1076	0,0111	3	0,03	Vérifiée
11éme étage	0,0034	0,019	0,0193	0,0965	0,0112	3	0,03	Vérifiée
10éme étage	0,003	0,0168	0,0171	0,0853	0,0117	3	0,03	Vérifiée
9éme étage	0,0026	0,0145	0,0147	0,0737	0,0111	3	0,03	Vérifiée
8éme étage	0,0023	0,0123	0,0125	0,0626	0,0112	3	0,03	Vérifiée
7éme étage	0,0019	0,0101	0,0103	0,0514	0,0107	3	0,03	Vérifiée
6éme étage	0,0015	0,008	0,0081	0,0407	0,0102	3	0,03	Vérifiée
5éme étage	0,0011	0,006	0,0061	0,0305	0,0091	3	0,03	Vérifiée
4éme étage	0,0008	0,0042	0,0043	0,0214	0,0081	3	0,03	Vérifiée
3éme étage	0,0005	0,0026	0,0026	0,0132	0,0061	3	0,03	Vérifiée
2éme étage	0,0003	0,0014	0,0014	0,0072	0,0051	3	0,03	Vérifiée
1ér étage	0,0001	0,0004	0,0004	0,0004	0,0021	3	0,03	Vérifiée

VI.4.6.Vérification de l'effet P-Δ :

Selon l'article (5.9) du RPA99/version 2003, les effets du second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$; $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_K = \sum_{i=K}^{n} F_i$

Δ_K: Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1

h_K: hauteur de l'étage k.

- Si 0,10< **θ_K <0,20** les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique de 1ér ordre par le facteur 1/ (1- θ_k).
- Si **θ_K> 0,20** la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Dans le sens X :**

Les tableaux (VI.14) et (VI.15) résument la vérification de l'effet P-Δ dans le sens X et Y.

Tableau VI. 14: Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X.

Etages	P_K (KN)	Δ_{KX} (m)	V_{KX} (kN)	h_K (m)	θ_{KX}	Vérification
15éme étage	4735,802	0,011172	1189,11	3	0,014832	Vérifiée
14éme étage	10002,23	0,011597	2127,01	3	0,018178	Vérifiée
13éme étage	15268,66	0,012657	2860,61	3	0,022519	Vérifiée
12éme étage	20535,09	0,012657	3497,03	3	0,024774	Vérifiée
11éme étage	25801,52	0,013647	4046,17	3	0,029007	Vérifiée
10éme étage	31166,56	0,013647	4538,65	3	0,031237	Vérifiée
9éme étage	36640,01	0,014142	4986,02	3	0,034641	Vérifiée
8éme étage	42113,45	0,014142	5389,17	3	0,036836	Vérifiée
7éme étage	47586,9	0,013646	5760,26	3	0,037576	Vérifiée
6éme étage	53060,35	0,013148	6092,16	3	0,038172	Vérifiée
5éme étage	58640,44	0,012093	6389,19	3	0,036998	Vérifiée
4éme étage	64336,96	0,010603	6647,22	3	0,034207	Vérifiée
3éme étage	70033,49	0,009055	6855,39	3	0,030836	Vérifiée
2éme étage	75730,02	0,006511	7016,91	3	0,023424	Vérifiée
1ér étage	81704,9	0,003041	7096,59	3	0,011672	Vérifiée

- **Dans le sens Y :**

Tableau VI. 15:Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y.

Etages	P_K (kN)	Δ_{KY} (m)	V_{KY} (kN)	h_K (m)	θ_{KY}	Vérification
15éme étage	4735,802	0,009617	1269,86	3	0,011955	Vérifiée
14éme étage	10002,23	0,010603	2304,42	3	0,015341	Vérifiée
13éme étage	15268,66	0,011095	3089,42	3	0,018278	Vérifiée
12éme étage	20535,09	0,011093	3764,21	3	0,020172	Vérifiée
11éme étage	25801,52	0,011180	4366,71	3	0,02202	Vérifiée
10éme étage	31166,56	0,011672	4903,87	3	0,024728	Vérifiée
9éme étage	36640,01	0,011090	5393,16	3	0,025115	Vérifiée
8éme étage	42113,45	0,011180	5832,63	3	0,026908	Vérifiée
7éme étage	47586,9	0,010689	6217,67	3	0,027269	Vérifiée
6éme étage	53060,35	0,010197	6557,88	3	0,027502	Vérifiée
5éme étage	58640,44	0,009122	6863,04	3	0,025982	Vérifiée
4éme étage	64336,96	0,008139	7126,64	3	0,024493	Vérifiée
3éme étage	70033,49	0,006079	7350,78	3	0,019307	Vérifiée
2éme étage	75730,02	0,005097	7529,52	3	0,017089	Vérifiée
1ér étage	81704,9	0,002062	7617,41	3	0,007371	Vérifiée

VI.4.7.Vérification de reversement globale de la structure :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_r} > 1.5$$

Avec :

- Moment de renversement du aux charge horizontales :

$$M_r = \sum F_i \times H_i$$

- Moment stabilisateur du au charges verticales :

$$M_S = Li \times W$$

- F_i: La force sismique au niveau "i".
- H_i: Hauteur de niveau i.
- W: le poids total de la structure.
- Li : Coordonnée du centre de gravité de la structure.

- **Dans le sens X :**

Le tableau(VI.16) résume le calcul des moments de renversement et stabilisateur dans le sensX.

Tableau.VI.16 : Calcul du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens X.

Etages	V_{xi}(kN)	F_{xi}(kN)	H_i(m)	$F_x \times H_i$	L_X(m)	W(kN)	M_s(kN.m)
RDC	7096.59	80.02	10.62	849.813	18.075	6029.67	108986.285
1ér étage	7016.91	162.02	13.62	2206.7124	18.075	5779.229	104459.565
2éme étage	6855.39	210	16.62	3490.2	18.075	5779.229	104459.565
3éme étage	6647.22	261.64	19.62	5133.3768	18.075	5779.229	104459.565
4éme étage	6389.19	302.71	22.62	6847.3002	18.075	5662.79	102354.929
5éme étage	6092.16	340.43	25.62	8721.8166	18.075	5557.163	100445.722
6éme étage	5760.26	382.89	28.62	10958.312	18.075	5557.163	100445.722
7éme étage	5389.17	418.6	31.62	13236.132	18.075	5557.163	100445.722
8éme étage	4986.02	466.19	34.62	16139.498	18.075	5557.163	100445.722
9éme étage	4538.65	513.34	37.62	19311.851	18.075	5448.754	98486.229
10éme étage	4046.17	571.25	40.62	23204.175	18.075	5351.158	96722.181
11éme étage	3497.03	658.8	43.62	28736.856	18.075	5351.158	96722.181
12éme étage	2860.61	755.31	46.62	35212.553	18.075	5351.158	96722.181
13éme étage	2127.01	958.34	49.62	47552.831	18.075	5351.158	96722.181
14éme étage	1189.11	1189.11	52.62	63402.891	18.075	4735.802	86839.024
			M_r	**285004.318**			

- **Vérification :**

$\frac{M_S}{M_r} = \frac{1901359.957}{285004.318} = \mathbf{6.671 > 1.5} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

- **Dans le sens Y :**

Le tableau (VI.17) résume le calcul des moments de renversement et les moments stabilisateur dans le sens Y.

Tableau.V.17 : Calcul du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens Y.

Etages	V_{yi}(kN)	F_{yi}(kN)	H_i(m)	$F_y \times H_i$	L_y(m)	W (kN)	M_s (kN.m)
RDC	7617.41	112.11	10.62	1190.608	9.825	6029.67	59241.508
1^{ér} étage	7529.52	178.74	13.62	2434.4388	9.825	5779.229	56780.925
2^{éme} étage	7350.78	224.14	16.62	3725.207	9.825	5779.229	56780.925
3^{éme} étage	7126.64	263.6	19.62	5171.832	9.825	5779.229	56780.925
4^{éme} étage	6863.04	305.16	22.62	6902.719	9.825	5662.79	55636.912
5^{éme} étage	6557.88	340.21	25.62	8716.181	9.825	5557.163	54599.127
6^{éme} étage	6217.67	385.04	28.62	11019.845	9.825	5557.163	54599.127
7^{éme} étage	5832.63	439.47	31.62	13896.042	9.825	5557.163	54599.127
8^{éme} étage	5393.16	489.29	34.62	16939.22	9.825	5557.163	54599.127
9^{éme} étage	4903.87	537.16	37.62	20207.959	9.825	5448.754	53534.009
10^{éme} étage	4366.71	602.5	40.62	24473.55	9.825	5351.158	52575.128
11^{éme} étage	3764.21	674.79	43.62	29434.34	9.825	5351.158	52575.128
12^{éme} étage	3089.42	785	46.62	36596.7	9.825	5351.158	52575.128
13^{éme} étage	2304.42	1034.56	49.62	51334.867	9.825	5351.158	52575.128
14^{éme} étage	1269.86	1269.86	52.62	66820.033	9.825	4735.802	47202.955
			M_r	**298863.542**			

- **Vérification :**

$\frac{M_S}{M_r} = \frac{1033519.316}{298863.542} = \mathbf{3.459 > 1.5} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

CHAPITRE VII
CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1. INTRODUCTION :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

Les sollicitations des différentes combinaisons prescrites par le RPA99/ version 2003 et le BAEL91 ont été obtenues suite à l'analyse statique et dynamique par le logiciel ETABS, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VII.2. ETUDE DES POTEAUX :

Le ferraillage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables.

VII.2.1. Combinaisons des charges :

La section des aciers sera calculer pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

- $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ $(1{,}35G + 1{,}5Q)$
- $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ $(G + Q + E_Y)$
- $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ $(0{,}8G + E_Y)$
- $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ $(G + Q + E_Y)$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

VII.2.2. Ferraillage des poteaux :

Tableau VII. 1: les propriétés dans les deux situations.

Situation	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	19,83	35	434,78
Situation accidentelle	1,15	1,00	25,86	35	500

VII.2.3. Les recommandations exigées par l'article (7.4.3.2) du RPA 99/version 2003 :

- **Armatures longitudinales :**

- Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Amin = 0,9% de la section totale ; en zone III
- $A_{min} = 4\%$ de la section totale ; en zone courante
- $A_{max} = 6\%$ de la section totale ; en zone recouvrement.
- Le diamètre minimum de l'acier est : $\emptyset_{min} = 12mm$
- La longueur de recouvrement est : $50\emptyset_l$ en zone III.
- La distance entre les barres verticales doit être ≤ 20 cm en zone III
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible en dehors des zones nodales (Zones critiques)

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 . f_e}$$

t : la valeur maximum de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq 10cm$ en zone III

Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min}\,(b_1/2,\ h_1/2,\ 10\emptyset_l)$ en zone III

$\emptyset_l$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ $0.3\%(t.b1)$

Si $\lambda_g \leq 3$ $0.8\%(t.b1)$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes.

$\boldsymbol{\lambda_g}$: Élancement géométrique du poteau $\rightarrow$ $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

- **Sollicitations tangentes**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\bar{\tau}_{bu}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

VII.2.4. Résultats donnés par ETABS

Les résultats des efforts internes et le ferraillage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ETABS sont résumés dans les tableaux qui suivront :

Nous avons retenu en tout trois (03) zones :

- Zone I ($1^{ér}$, $2^{éme}$ sous-sols, RDC, $1^{ér}$, $2^{éme}$, $3^{éme}$, $4^{éme}$étage) Poteaux 75x75.
- Zone II ($5^{éme}$, $6^{éme}$, $7^{éme}$, $8^{éme}$, $9^{éme}$ étage) Poteaux 70x70.
- Zone III ($10^{éme}$, $11^{éme}$, $12^{éme}$,$13^{éme}$, $14^{éme}$ étage) Poteaux 65x65.

VII.2.4.1. Exemple de calcul (Poteau 75x75)

VII.2.4.1.1. Détermination des armatures longitudinales

Soit un poteau C12 du 1^{er} étage (dimension 75*75) (Zone I).

1^{er}cas : $N^{max} = 4203,28$ kN ; $M^{corr} = 208,163$ kN.m $(G + Q + E_Y)$

$2^{éme}$cas : $N^{max} = 3622.24,37$ kN ; $M^{corr} = 30.402$ kN.m $(1,35G + 1,5Q)$

$3^{éme}$cas : $N^{min} = -1513,81$kN ; $M^{corr} = 110,666$ kN.m $(0,8G + E_Y)$

$4^{éme}$cas : $M^{max} = 208,163$ kN.m ; $N^{corr} = 4203,28$ kN $(G + Q + E)$

- **1^{er}Cas :**

$e = \frac{M}{N} = 0,05$ m.

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur de noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendu homogène, et N est un effort de compression donc SEC.

$M_{UA} = M_{UG} + N_U\left(d - \frac{h}{2}\right)$.

$M_{UA} = 208,163 \times 10^{-3} + 4203,28 \times 10^{-3} \times \left(0,9 \times 0,75 - \frac{0,75}{2}\right) \Rightarrow$ **M_{UA} =1,469 MN.m.**

f_{bu} =25,86 MPa.

$A = (0,337h - 0,81c')bhf_{bu}$.

$A = (0,337 \times 0,75 - 0,81 \times 0,075) \times 0,75 \times 0,75 \times 25,86. \Rightarrow$ $\boldsymbol{A = 2,793}$ **MN.m**

$B = N_U(d - c') - M_{UA}$.

$B = 4203,28 \times 10^{-3} \times (0,9 \times 0,75 - 0,075) - 1,469 . \Rightarrow$ $\mathbf{B = 1,053}$ **MN.m**

$C = (0,5h - c')bhf_{bu}$.

$C = (0,5 \times 0,75 - 0,075) \times 0,75 \times 0,75 \times 25,86. \Rightarrow$ $\mathbf{C = 4,364}$ **MN.m**.

$B < C \Rightarrow$ On aura A'_S uniquement.

$$A'_S = \frac{N_U - \psi bhf_{bu}}{\sigma'_s}$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_U(d - c') - M_{UA}}{bh^2 f_{bu}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} = \mathbf{0.629}$$

$\varepsilon_s = 2 \times 10^{-3}\left[1 + \left(1,719 - 4,01 \times \frac{c}{h}\right)\sqrt{1 - \psi}\right]. \Rightarrow$ **ε_s =3,72 $\times 10^{-3}$**

σ_s =500 MPa.

$A'_S = \frac{N_U - \psi bhf_{bu}}{\sigma'_s} = \mathbf{-9,89} < 0$ cm^2.

$A_S = 0$ cm^2.

- **$2^{éme}$Cas :**

$e = \frac{M}{N} = 0,0084$ m

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur de noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendu homogène, et N est un effort de compression donc SEC.

$M_{UA} = 1,117$ MN.m.

f_{bu} =19,83 MPa.

$A = 2,142$ MN.m

$B = 1{,}056$ MN.m
$C = 3{,}346$ MN.m.
$B < C \Rightarrow$ On aura A'_S uniquement.
$\psi = 0.638$
$\varepsilon_s = 3{,}87 \times 10^{-3}$.
$\sigma_s = 434.783$ MPa.

$$A'_S = \frac{N_U - \psi b h f_{bu}}{\sigma'_s} < 0 \text{ cm}^2$$

$A_S = 0 \text{ cm}^2$.

- **$3^{éme}$Cas :**

$N = -1513{,}81$ kN
$M = 110{,}666$ kN. m

$$e = \frac{M}{N} = 0{,}073 \text{ m}$$

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur de la section ($e < h/6$) totale rendu homogène, et N est un effort de traction donc SET.

$$A_1 = \frac{N_u . e_{a2}}{(d - c').\sigma_{s10}}$$

$$A_2 = \frac{N_u . e_{a1}}{(d - c').\sigma_{s10}}$$

$$e_{a1} = \frac{h}{2} - c' + e = \frac{0.75}{2} - 0.075 + 0.073 = 0.373 \text{ m}$$

$$e_{a2} = \frac{h}{2} - c' - e = \frac{0.75}{2} - 0.075 - 0.073 = 0.227 \text{ m}$$

$$\sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u . e_{a2}}{(d - c').\sigma_{s10}} = \frac{1513.81 \times 10^{-3} \times 0.227}{(0.675 - 0.075) \times 500} \times 10^4 = 11.46 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u . e_{a1}}{(d - c').\sigma_{s10}} = \frac{1513.86 \times 10^{-3} \times 0.373}{(0.675 - 0.075) \times 500} \times 10^4 = 18.822 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = \frac{0.9}{100}(75 \times 75) = 50.625 \text{ cm}^2$$

On opte pour **16HA20** avec $\mathbf{As = 53.41 cm^2}$
$A_{\min RPA} > As \rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.2.4.1.2. Détermination des armatures Transversales

- **Longueur de recouvrement :**

$\emptyset_l = 20\text{mm} \rightarrow l_r \geq 50\emptyset_l = 50 \times 2 = 100$ cm

- **Détermination de diamètre des armatures transversales**

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \Rightarrow \emptyset_t = 10 \text{ mm}.$$

- **Espacement des armatures transversales**

$S_t \leq \min(S_{t\,RPA}; S_{t\,BAUL})$

- **Selon l'article (7.4.2.2) du RPA99/version 2003**

Dans la zone nodale : $S_t \leq 10$ cm $\Rightarrow$ $\mathbf{S_t = 10\ cm}$

Dans la zone courante : $S_{t\,1}' \leq$ Min $(b_1/2,\ h_1/2,\ 10\emptyset_l) \Rightarrow$ $\mathbf{S_{t\,1}' = 20\ cm}$

- **Selon l'article (A.8.1, 3) du BAEL91 :**

$S_{t\,2} \leq \min(15\emptyset_{lmin}; 40; b + 10) = \min\ ((30; 40; 85)$ cm

$S_t \leq 30$ cm $\Rightarrow$ $S_{t\,2} = 20$ cm

Dans la zone nodale : S_t =10 cm.

Dans la zone courante : S_t = 20cm.

- **Calcul des armatures transversales**

V_u = 193.35 kN.

$$A_t = S_t.\frac{\rho V_u}{h_1.f_e}$$

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{210}{75} = 2.8$, $\lambda_g = 2.8 \rightarrow \rho = 3.75$

Donc :

- **Dans la zone nodale**

$$A_t = 0.1 \times \frac{3.75 \times 193.35 \times 10^{-3}}{0.75 \times 500} = 1.94\ cm^2.$$

On opte pour 6HA12 Avec $A_t = 6.79\ cm^2$.

- **Dans la zone courante**

$$A_t = 0.2 \times \frac{3.75 \times 193.35 \times 10^{-3}}{0.75 \times 500} = 3.87\ cm^2$$

On opte pour 12HA12 Avec $A_t = 13.57\ cm^2$.

- **Quantité d'armatures minimale transversale**

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit :
Pour $\lambda_g = 2.8 \rightarrow 0.8\%$

- **Zone nodale**

$A_t = 0.008 \times 10 \times 75 = 6\ cm^2 < A_t = 6.79\ cm^2$ $\rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Zone courante**

$A_t = 0.008 \times 20 \times 75 = 12\ cm^2 < A_t = 13.57\ cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.2.4.1.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_{bu} = \frac{V}{bd} = \frac{193.35}{0.75 \times 0.675} = 0.382 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 35 = 1.4 \text{ MPa} \geq \tau_{bu} = 0.382 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

VII.2.4.1.4. Vérification à l'ELS

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$M_{ser} = 37.511 \text{ kN.m}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 35 = 21 \text{MPa}$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$

Avec :

$A_{s2} = 25.135 \text{cm}^2$, $A_{s1} = 25.135 \text{ cm}^2$, $n = 15$, $d = 67.5 \text{ cm}$

$X = 19{,}189 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_{s2}(X - c')^2 + nA_{s1}(d - X)^2 \rightarrow I = 1108115{,}722 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{37.511 \times 10^5}{1108115{,}722} \times 1.919 \rightarrow \sigma_{bc} = 6{,}5 \text{ MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 6.5 < \overline{\sigma_{bc}} = 21}$ → Condition vérifiée.

Le tableau (VII.2) résume les sollicitations des calculs des poteaux 70x70 et 65x65.

Tableau VII. 2:Sollicitations des calculs des poteaux.

POT	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)
70x70	ELU	2333,92	18,593
	ACC	2084,67	128,97
	ACC	-256,9	54,062
	ACC	426,46	159,751
POT	**Sollicitation**	**N**	**M**
65x65	ELU	1124,26	15,353
	ACC	982,87	50,103
	ACC	- 4,27	57,311
	ACC	273,88	150,263

VII.2.5. Récapitulation du ferraillage des sections :

Le ferraillage est calculé par SOCOTEC (flexion composée)

Le tableau (VII.3) résume le ferraillage longitudinale des poteaux (70x70) et (65x65).

Tableau VII. 3: Ferraillage longitudinal des poteaux.

	$A_{s\ min\ RPA}$ (cm²)	$A_{s\ cal}$ (cm²)	$A_{s\ adpt}$ (cm²)
POT70x70	44.1	11.98	12HA20+4HA16 = 45.74
POT65x65	38.025	3.46	12HA20 = 38.21

- **Détermination des armatures transversales :**

Lex tableaux (VII.4), (VII.5) résument le ferraillage transversale des poteaux (70x70) et (65x65).

Tableau VII. 4: Ferraillage transversale des poteaux (70x70).

Espacement des armatures transversales (cm)				
Selon RPA99		**Selon BAEL91**		**Choix**
S_{t1} Z.N	10	**S_{t2}**	20	10
S_{t1}' Z.C	20			20
Calcul des armatures transversales				
Vu (kN)	**L_f (cm)**	**λg**	**ρ**	**%(S_t. b_1)**
127.82	210	3	3,75	0,8
Zone nodale		**Zone courante**		
A_t (cm²)	**Choix (cm²)**	**A_t (cm²)**		**Choix (cm²)**
1,37	8HA10=6,28	2,74		10HA12=11,31
Quantité d'armature minimale transversale :				
Zone nodale		**Zone courante**		
A_{tmin} (cm²)	**Vérification**	**A_{tmin} (cm²)**		**Vérification**
5.6	Vérifier	11.2		Vérifiée

Tableau VII. 5:Ferraillage longitudinal des poteaux (65x65).

Espacement des armatures transversales (cm)				
Selon RPA99		Selon RPA99		Selon RPA99
S_{t1} Z.N	10	S_{t2}	20	10
S_{t1}' Z.C	20			20
Calcul des armatures transversales				
Vu (kN)	L_f (cm)	λg	ρ	%(S_t. b_1)
122.58	210	3.23	3.75	0.74
Zone nodale		Zone courante		
A_t (cm²)	Choix (cm²)	A_t (cm²)		Choix (cm²)
1,41	8HA10=6.28	2.83		10HA12=11.3
Quantité d'armature minimale transversale :				
Zone nodale		Zone nodale		
A_{tmin} (cm²)	Vérification	A_{tmin} (cm²)		Vérification
4.81	Vérifier	9.36		Vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Le tableau (VII.6) résume la vérification de la contrainte de cisaillement.

Tableau VII. 6: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Poteau	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu}(MPa)	Vérification
70x70	1.4	0.29	Vérifier
65x65	1.4	0.32	Vérifier

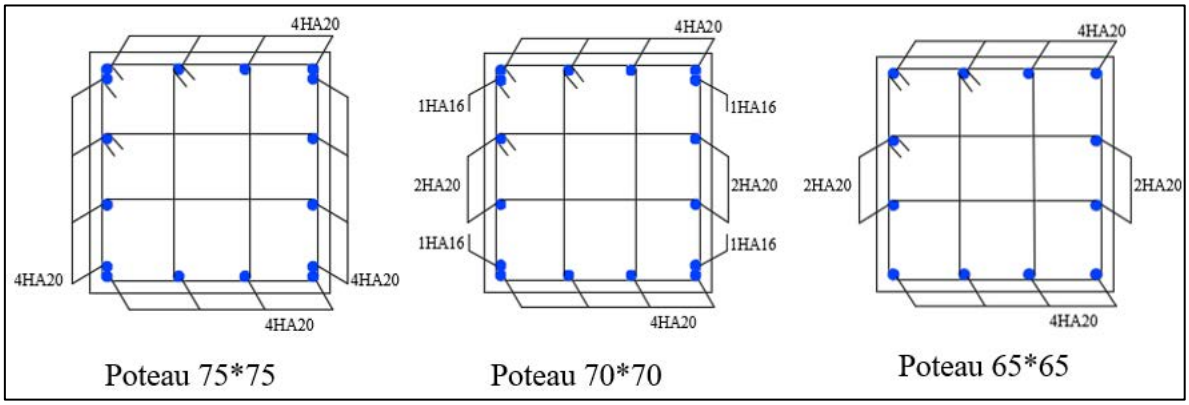
- **Vérification à l'ELS :**

Le tableau (VII.7) résume la vérification à ELS des poteaux.

Tableau VII. 7: Vérification à ELS des poteaux.

	M_{smax} (KN. m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	X (cm^2)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
70x70	38.44	22.05	22.05	17,951	845864,85	8,158	Vérifiée
65x65	38.08	19.01	19.01	17,765	630821,697	10,724	Vérifiée

La figure (VII.1) montre le ferraillage des poteaux



Figures VII. 1: ferraillage des poteaux.

VII.3. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

VII.3.1. Les combinaisons de charges

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ELU.} \\ G + Q \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ELS.} \\ G + Q \pm E \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Accidentelle.} \\ 0.8G \pm E \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Accidentelle.} \end{cases}$$

VII.3.2. Ferraillage des poutres

On distingue les types des poutres suivantes

- Poutre principale d'une section (45x30) cm².
- Poutre secondaire d'une section (40x30) cm².

D'abord, Il faut respecter recommandations données par l'article (7.5.2) du RPA99/version 2003 et BAEL91

VII.3.3. Les recommandations exigées par le RPA99/Version2003

- **Armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø (Zone III).

- **Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0.003.S.b$

Avec :

b : la largeur de la section.

S : espacement des armatures transversales

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l; 30\right)$$

$\emptyset_l$: Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales.

VII.3.4. Les recommandations exigées par BAEL 91

La justification d'armature d'âme s'écrite comme suite

$$S_t \leq \frac{0.9\, f_e . A_t}{\gamma_s . b(\tau_u - 0.3 f_{tj} . k)}$$

K=1 Si le cas de flexion simple, sans reprise de bétonnage ou reprise avec indentation ≥ 5mm

VII.3.5. Exemple de ferraillage des poutres principales (poutre B134 étage 4)

$b = 30cm\ ;\ h = 45cm\ ;\ d = 0.9 \times h = 40.5cm$

- **Condition de non fragilité**

- **Condition imposée par RPA 99/version 2003**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.7}{500}$$

$$A_{min} = 1.51\ cm^2$$

- **En zone courante**

$$A_{maxRPA} = 4\ \%. b. h = 4 \times \frac{30 \times 45}{100}$$

$$A_{maxRPA} = 54\ cm^2$$

- **En zone de recouvrement**

$$A_{maxRPA} = 6\ \%. b. h = 6 \times \frac{30 \times 45}{100}$$

$$A_{maxRPA} = 81\ cm^2$$

- **La section minimale**

$$A_{minRPA} = 0.5\ \%. b. h = 0.5 \times \frac{30 \times 45}{100}$$

$$A_{minRPA} = 6.75\ cm^2$$

- **Les armatures longitudinales :**

- **En travée :**

- **Ferraillage sous la combinaison (ELU)**

$$\mathbf{M_{amax} = 89.702\ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{amax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{89.702 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 19.83} = 0.09$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{500}{1.15 \times 200000} = 2.2 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 2.2} = 0.617$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.617(1 - 0.4 \times 0.617) = 0{,}372$$

$$\mu_L = 0{,}372 > \mu = 0.09 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}}{0.8} = 0.118$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.118) = 0.390$$

$$\mu = 0.09 \leq 0.186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3} \rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{89.702 \times 10^3}{39 \times 435} = 5.287 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{M_{amin} = 73.223 \text{ kN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_{amin}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{73.223 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 19.83} = 0.08$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{500}{1.15 \times 200000} = 2.2 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 2.2} = 0.617$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.617(1 - 0.4 \times 0.617) = 0{,}372$$

$$\mu_L = 0{,}372 > \mu = 0.08 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}}{0.8} = 0.104$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.104) = 0.388$$

$$\mu = 0.08 \leq 0.186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3} \rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{73.223 \times 10^3}{38.8 \times 435} = 4.34 \text{ cm}^2$$

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

$A_{min} = 1.51 \text{ cm}^2$

$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 9.627 > A_{min} = 1.51 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Condition imposée par le RPA 99/ version 2003 :**

En zone courante :

$A_{maxRPA} = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifié

En zone de recouvrement :

$A_{maxRPA} = 81\ cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

La section minimale :

$A_{minRPA} = 6.75\ cm^2$

$A_{minRPA} = 6.75 < A_s = A_{s1} + A_{s2} = 9.627\ cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

On Opte pour

Armatures Inf : **3HA14** avec $\mathbf{A_{s1} = 4.62\ cm^2}$

Armatures Sup : **3HA16** avec $\mathbf{A_{s2} = 6.03\ cm^2}$

- **En Appui :**

- **Ferraillage sous la combinaison (G Q E)**

$M_{amax} = 147.592\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{147.592 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 25.87} = 0.116$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{500}{1 \times 200000} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 2.5} = 0.583$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.583(1 - 0.4 \times 0.583) = 0{,}358$$

$\mu_L = 0{,}358 > \mu = 0.116 \rightarrow$ SSAC

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.116}}{0.8} = 0.155$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.155) = 0.38$$

$\mu = 0.116 \leq 0.186 \rightarrow$ oui

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500\ MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{147.592 \times 10^3}{38 \times 500} = 7.77\ cm^2$$

- **Ferraillage sous la combinaison 0,8 G E**

$M_{amax} = 142.046\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{142.046 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 25.87} = 0.112$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{500}{1 \times 200000} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 2.5} = 0.583$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.583(1 - 0.4 \times 0.583) = 0{,}358$$

$\mu_L = 0{,}358 > \mu = 0.112 \rightarrow$ SSAC

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.112}}{0.8} = 0.149$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.149) = 0.381$

$\mu = 0.112 \leq 0.186 \rightarrow$ oui

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{142.046 \times 10^3}{38.1 \times 500} = 7.46 \text{ cm}^2$$

On Opte pour :

Armatures Sup : **6HA14** avec $\mathbf{A_{s1} = 9.24\ cm^2}$

Armatures Inf : **5HA14** avec $\mathbf{A_s = 7.7\ cm^2}$

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

· **Condition imposée par le RPA 99/version 2003**

$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 15.74 > A_{min} = 1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En zone courante

$A_{maxRPA} = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En zone de recouvrement

$A_{maxRPA} = 81 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Section minimale :

$A_{minRPA} = 6.75 \text{ cm}^2$

$A_{minRPA} = 6.75A_s < A_s = A_{s1} + A_{s2} = 15.74 \rightarrow$ Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées

Donc On Opte pour **:**

Armatures Sup : **6HA14** avec $\mathbf{A_{s2} = 9.24\ cm^2}$

Armatures Inf : **5HA14** avec $\mathbf{A_{s1} = 7.70\ cm^2}$

- **Vérification a ELU :**

· **Vérification de la Contrainte tangentielle maximale :**

$V_u = 194.26 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15\, f_{c28}, 4\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{194.26 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405} = 1.599\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min\{0.15.35\ ,4\text{MPa}\} = 4 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1.599 \leq \bar{\tau}_u = 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

· **Vérification de la bielle comprimée d'après l'article (5.1, 313) du BAEL91 :**

$V_u \leq 0.267\ b.a.f_{c28}$

Avec :

$V_u = 194.26$ kN
$a = h - 20 - c = 450 - 20 - 30 = 400$ mm
$b = 300$mm
$V_u = 194.26 \leq 0.267 \times 300 \times 400 \times 35 \times 10^{-3} = 1121.4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'armature inferieure minimale en appui d'après l'article (5.1, 312) du BAEL91 :**

$$A_s = \frac{V_u . \gamma_s}{f_e} = \frac{194.26 \times 10^3 \times 1.15}{500} = 446.798 \text{ mm}^2$$

$A_s = 4.468 \text{ cm}^2 < A_{sadpt} = 7.70 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

- **Détermination des Armatures transversales :**

- **Longueur de recouvrement :**

$f_{C28} = 35MPa$; f_e E50 $\rightarrow l_r = 34\phi_l$.
Selon le BAEL admet les valeurs forfaitaires suivantes :
$l_r = 40\emptyset_l$ pour HA Fe E40.
$l_r = 50\emptyset_l$ pour HA Fe E50 et RL.
$\emptyset_l = 16mm \rightarrow l_r \geq 50\emptyset_l = 50 \times 1.6 = 80$ cm.
$\emptyset_l = 14mm \rightarrow l_r \geq 50\emptyset_l = 50 \times 1.4 = 70$ cm.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(14; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) = 12{,}86 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\emptyset_t = 8mm \rightarrow (1cadre + 1 étrier)$ 4T8avec $A_t = 2.01cm^2$

- **L'espacement des armatures transversales**

Selon d'après l'article (5.1, 23) du BAEL91

$$S_t \geq \frac{0.9 f_e . A_t}{\gamma_s . b(\tau_u - 0.3 f_{t28} . k)}$$

Avec $K = 1$ dans notre cas

$$S_t \geq \frac{0.9 \times 500 \times 2.01}{1.15 \times 30(1.599 - 0.3 \times 2.7)} = 33.29cm$$

$S_t = 40cm$

- **L'espacement en zone nodale**

Selon BAEL91 et RPA99/ version 2003

$$S_t \leq \min\left(S_t; \frac{A_t . f_e}{0.4 . b}; \frac{h}{4}; 12\emptyset_l; 30\right) = \min(40; 83.75; 11.25; 16.8; 30) = 11.25 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 11$ cm

- **L'espacement en zone courante :**

Selon BAEL91 et le RPA99/ version 2003

$S_t \leq \min\left(S_t; \frac{A_t.f_e}{0.4.b}; \frac{h}{2}; 40\right) = \min(40.; 83.75; 22.5; 40) = 22.5\ \text{cm}$

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

- **Vérification des sections d'armatures transversales en zone courant**

$A_t \geq 0.003.S_t.b$

$A_t = 2.01 \geq 0.003 \times 20 \times 30$

$A_t = 2.01 \geq 1.8 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'adhérence des barres (Article A.6.1,3 du BAEL91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\sum \mu_i} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6\,\Psi_s{}^2\, f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ MPa(acier à haute adherence) .

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum \mu_i = 4 \times \Pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.6 = 20.096$ cm

$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.7 = \mathbf{3.65\ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{194.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.45 \times 0.201} = 2.39\ \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 2.39 \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$M_{ser} = 63.482\ \text{kN.m}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 35 = 21\text{MPa}$

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$

Avec :

$A_{s1} = 4.62\text{cm}^2$, $A_{s2} = 6.03\text{cm}^2$, $n = 15$, $d = 40.5\text{cm}$

$15X^2 + 159.75X - 3078 = 0 \quad \rightarrow \quad \mathbf{X = 9.958\ cm}$

Moment d'inertie :

$I = \frac{30}{3}9.958^3 + 4379.025 + 64643.994 \rightarrow \mathbf{I = 78897.547\ cm^4}$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{63.482 \times 10^5}{78897.547} \times 0.0996 \rightarrow \sigma_{bc} = 8.014\ \text{MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 8.014 < \overline{\sigma_{bc}} = 21\ MPa}$ → Condition vérifiée

- **En appui :**

$M_{ser} = 63.482\ kN.m$

Avec :

$A_{s2} = 8.04$, $A_{s1} = 7.7cm^2$, $n = 15$, $d = 40.5cm$ → $\mathbf{X = 12.077\ cm}$

Moment d'inertie :

$I = 120859.876\ cm^4$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{63.482 \times 10^5}{120859.876} \times 0.121 \rightarrow \sigma_{bc} = 6.343\ MPa$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 6.343 < \overline{\sigma_{bc}} = 21\ MPa}$ → Condition vérifiée

- **Sollicitations de calcul des autres poutres principales :**

Le tableau (VII.8) résume les sollicitations de calcul des poutres principales.

Tableau VII. 8: Les sollicitations de calcul des poutres principales.

	En appuis		En travée	
	M_{ELS} (kN.m)	M_{ACC} (kN.m)	M_{ELU} (kN.m)	M_{ELS} (kN.m)
RDC- 4éme	63.482	147.592	89.702	63.482
		142.046		
5éme - 9éme	56.459	179.662	77.822	56.459
		172.551		
10éme - 14éme	61.741	179.704	84.58	61.741
		171.937		

- **Récapitulation de ferraillage des sections :**

Le tableau (VII.9) résume le ferraillage longitudinal total des poutres transversales

Tableau VII. 9: Ferraillage longitudinal total des poutres transversales.

		A_{min}		As Calculé		As adpt	
		BAEL (cm²)	RPA (cm²)	As_1 (cm²)	As_2 (cm²)	As_{inf} (cm²)	As_{sup} (cm²)
RDC-4éme	Travée	1.51	6.75	4.34	5.287	3HA14=4.62	3HA16=6.03
	Appui	1.51	6.75	7.46	7.77	5HA14=7.7	4HA16=8.04
5éme - 9éme	Travée	1.51	6.75	3.3	11.34	3HA12=3.39	6HA16=12.06
	Appui	1.51	6.75	9.23	9.61	6HA14=9.24	4HA16+2HA12 =10.3
10éme - 14éme	Travée	1.51	6.75	3.63	5.02	3HA14=4.62	3HA16=6.03
	Appui	1.51	6.75	9.02	9.71	6HA14=9.24	4HA16+2HA12 =10.3

- **Vérification à l'ELU :**

Les tableaux (VII.10), (VII.11) résument les vérifications à l'ELU pour les deux zones.

Tableau VII. 10: Les vérifications à l'ELU ($5^{éme}$ - $9^{éme}$ étage).

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
τ_u (Mpa)	**$\tau_{u\,adm}$ (Mpa)**	**Vérification**
1,77	4	Vérifiée
Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
V_u (kN)	**0,267.b.a.$f_{c\,28}$ (kN)**	**Vérification**
214.49	1121.4	Vérifiée
Vérification des armatures inférieures d'appuis		
A_s (cm²)	**$V_u/(f_e/\Upsilon_s)$ (cm²)**	**Vérification**
9.24	4.93	Vérifiée
Vérification de l'adhérence des barres		
τ_{se} (Mpa)	**$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)**	**Vérification**
2.64	3.65	Vérifiée

Tableau VII. 11: Les vérifications à l'ELU ($10^{éme}$ - $14^{éme}$étage).

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
τ_u (Mpa)	**$\tau_{u\,adm}$ (Mpa)**	**Vérification**
1,629	4	Vérifiée
Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
V_u (kN)	**0,267.b.a.$f_{c\,28}$ (kN)**	**Vérification**
197.89	1121.4	Vérifiée
Vérification des armatures inférieures d'appuis		
A_s (cm²)	**$V_u/(f_e/\Upsilon_s)$ ((cm²)**	**Vérification**
9.24	4,55	Vérifiée
Vérification de l'adhérence des barres		
τ_{se} (Mpa)	**$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)**	**Vérification**
2.43	3.65	Vérifiée

- **Détermination des Armatures transversales :**

Les tableaux (VII.12), (VII.13) résument le calcul des armatures transversales pour les deux zones.

Tableau VII. 12 : Les armatures transversales ($5^{éme}$ - $9^{éme}$ étage).

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (mm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
12	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
S_t (cm)	**S_t (cm) Choisi**
11.125	11
Espacement maximal Zone courante (cm)	
S_t (cm)	**S_t (cm) Choisi**
22.5	20
Vérification S_t minimale (RPA)	
Vérifiée	

Tableau VII. 13 : Les armatures transversales ($10^{éme}$ - $14^{éme}$étage).

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (mm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
12	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) min	**St (cm) Choisi**
11.25	11
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) min	**St (cm) Choisi**
22.5	20
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

- **Vérification à l'ELS :**

Le tableau (VII.14) résume la vérification à ELS des poutres transversales.

Tableau VII. 14 : Vérification à ELS des poutres transversales.

		M_{smax} (kN.m)	**A_{s1} (cm^2)**	**A_{s2} (cm^2)**	**X (cm^2)**	**I (cm^4)**	**σ_{bc} (MPa)**	**$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$**
RDC-$4^{éme}$	**Travée**	63.482	4.62	6.03	9.958	78897.547	8.014	Vérifiée
	Appui	63.482	7.7	8.04	12.077	120859.876	6.344	Vérifiée
$5^{éme}$ - $9^{éme}$	**Travée**	56.459	3.39	12.06	7.544	63256.728	6.733	Vérifiée
	Appui	56.459	9.24	10.3	12.603	142130.098	5.007	Vérifiée
$10^{éme}$ - $14^{éme}$	**Travée**	61.741	4.62	6.03	9.958	78897.547	7.793	Vérifiée
	Appui	61.741	9.24	10.3	12.603	142130.098	5.48	Vérifiée

La figure (VII.2) montre le ferraillage de la poutre transversale (4 émé étage).

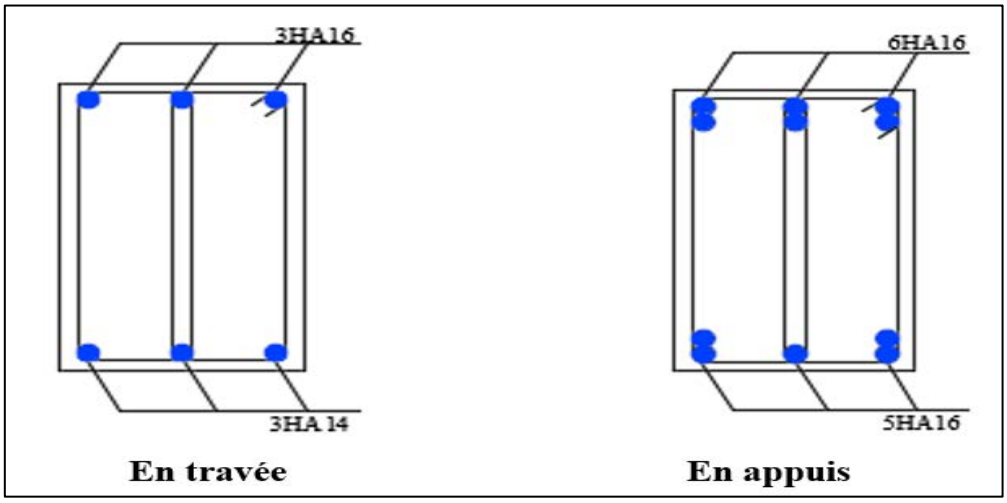


Figure VII. 2 : Ferraillage de la poutre transversale. ($4^{éme}$ étage).

- **Ferraillage des poutres longitudinales (40*30)**

$b = 30cm\ ;\ h = 40cm\ ;\ d = 0.9 \times h = 36cm$

- **Condition de non fragilité :**

- **Condition imposée par le RPA 99/ version 2003**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.7}{500} \rightarrow \mathbf{A_{min} = 1.34\ cm^2}$$

En zone courante :

$$A_{maxRPA} = 4\ \%.b.h = 4 \times \frac{30 \times 40}{100} = 48\ cm^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{maxRPA} = 6\ \%.b.h = 6 \times \frac{30 \times 40}{100} \rightarrow \mathbf{A_{max\ RPA} = 72\ cm^2}$$

La section minimale :

$$A_{minRPA} = 0.5\ \%.b.h = 0.5 \times \frac{30 \times 40}{100} \rightarrow \mathbf{A_{min\ RPA} = 6\ cm^2}$$

- **Sollicitation des calculs des autres poutres longitudinales :**

Le tableau (VII.15) résume les sollicitations des calculs des poutres longitudinales.

Tableau VII. 15 : Les sollicitations des calculs des poutres longitudinales.

	En appuis		En travée	
	M_{ELS} (kN. m)	M_{ACC} (kN. m)	M_{ELU} (kN. m)	M_{ELS} (kN. m)
RDC- 4éme	57.302	116.065	78.9	57.302
		114.316		
5éme - 9éme	58.927	134.122	81.137	58.927
		131.696		
10éme - 14éme	64.785	108.821	88.529	64.785
		104.024		

- **Récapitulation du ferraillage des sections :**

Le tableau (VII.16) résume le ferraillage total des poutres longitudinales.

Tableau VII. 16: Ferraillage longitudinale total des poutres longitudinales.

		A_{min}		$As_{Calculé}$		As_{adpt}	
		BAEL (cm²)	RPA (cm²)	As_1 (cm²)	As_2 (cm²)	As_{inf} (cm²)	As_{sup} (cm²)
RDC-4éme	Travée	1.34	6	2.74	5.32	3HA12=3.39	3HA16=6.03
	Appui	1.34	6	6.76	6.87	5HA14=7.7	5HA14=7.7
5éme - 9éme	Travée	1.34	6	2.75	5.49	3HA12=3.39	3HA16=6.03
	Appui	1.34	6	7.86	8.03	4HA16=8.04	4HA16=8.04
10éme - 14éme	Travée	1.34	6	4.36	6.02	3HA14=4.62	3HA16=6.03
	Appui	1.34	6	6.12	6.42	5HA14=7.7	5HA14=7.7

- **Vérification à l'ELU :**

Les tableaux (VII.17), (VII.18) et (VII.19) résument les vérifications à l'ELU pour les trois zones.

Tableau VII. 17: Les vérifications à l'ELU (RDC- $4^{éme}$ étage).

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
τ_u (Mpa)	$\tau_{u\,adm}$ (Mpa)	Vérification
1,023	4	Vérifiée
Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
V_u (kN)	$0{,}267.b.a.f_{c\,28}$ (kN)	Vérification
110.52	981.225	Vérifiée
Vérification des armatures inférieures d'appuis		
A_s (cm²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ (cm²)	Vérification
7.7	2.55	Vérifiée
Vérification de l'adhérence des barres		
τ_{se} (Mpa)	$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)	Vérification
1.4	3.65	Vérifiée

Tableau VII. 18. Les vérifications à l'ELU ($5^{éme}$ - $9^{éme}$ étage).

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
τ_u (Mpa)	$\tau_{u\,adm}$ (Mpa)	Vérification
1.21	4	Vérifiée
Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
V_u (kN)	$0{,}267.b.a.f_{c\,28}$ (kN)	Vérification
130.39	981.225	Vérifiée
Vérification des armatures inférieures d'appuis		
A_s (cm^2)	$V_u/(f_e/\Upsilon_s)$ (cm^2)	Vérification
8.04	3	Vérifiée
Vérification de l'adhérence des barres		
τ_{se} (Mpa)	$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)	Vérification
1.81	3.65	Vérifiée

Tableau VII. 19:Les vérifications à l'ELU ($10^{éme}$ - $14^{éme}$ étage).

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
τu (Mpa)	τu adm(Mpa)	Vérification
1.18	4	Vérifiée
Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
Vu (kN)	0,267.b.a.fc28 (kN)	Vérification
127.13	981.225	Vérifiée
Vérification des armatures inférieures d'appuis		
As (cm^2)	Vu/(fe/ϒs) (cm^2)	Vérification
7.7	2.93	Vérifiée
Vérification de l'adhérence des barres		
τ_{se} (Mpa)	$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)	Vérification
1.61	3.65	Vérifiée

- **Détermination des Armatures transversales :**

Le tableau (VII.20) résume le calcul des armatures transversales (RDC -$4^{éme}$ étage).

Tableau VII. 20 : les armatures transversales (RDC –-$4^{éme}$ étage).

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t [diamètre max] (mm)	Φ_t [diamètre choisi] (mm)
14	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
S_t (cm) max	S_t (cm) Choisi
10	10
Espacement maximal Zone courante (cm)	
S_t (cm) max	S_t (cm) Choisi
20	20
Vérification A_t minimale (RPA)	
Vérifiée	

Les tableaux (VII.21), (VII.22) résument le calcul des armatures transversales 2^{éme} zone et la 3^{éme} zone.

Tableau VII. 21: les armatures transversales (5^{éme} –9^{éme} étage).

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t [diamètre max] (mm)	**Φ_t [diamètre choisi] (mm)**
12	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
S_t (cm) max	**S_t (cm) Choisi**
10	10
Espacement maximal Zone courante (cm)	
S_t (cm) max	**S_t (cm) Choisi**
20	20
Vérification A_t minimale (RPA)	
Vérifiée	

Tableau VII. 22: les armatures transversales (10^{éme} –14^{éme} étage).

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t [diamètre max] (mm)	**Φ_t [diamètre choisi] (mm)**
14	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
S_t (cm) max	**S_t (cm) Choisi**
10	10
Espacement maximal Zone courante (cm)	
S_t (cm) max	**S_t (cm) Choisi**
20	20
Vérification A_t minimale (RPA)	
Vérifiée	

- **Vérification à l'ELS :**

Le tableau (VII.23) résume la vérification à ELS des poutres longitudinales.

Tableau VII. 23: Vérification à ELS des poutres longitudinales.

		M_{smax} (kN. m)	**A_{s1} (cm^2)**	**A_{s2} (cm^2)**	**X (cm^2)**	**I (cm^4)**	**σ_{bc} (MPa)**	**$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$**
RDC -4 éme	**Travée**	57.302	3.39	6.03	8.04	47247.34	9.751	Vérifiée
	Appui	57.302	7.7	7.7	11.27	92850.41	7.01	Vérifiée
5^{éme}- 9^{éme}	**Travée**	58.927	3.39	6.03	8.04	47247.34	10,028	Vérifiée
	Appui	58.927	8.04	8.04	11.41	96307.25	7.03	Vérifiée
10^{éme}- 14^{éme}	**Travée**	64.785	4.62	6.03	9.26	61036.16	9.829	Vérifiée
	Appui	64.785	7.7	7.7	11.27	92850.41	7.87	Vérifiée

La figure (VII.3) montre le ferraillage de les poutre longitudinale (RDC+1^{ér} étage).

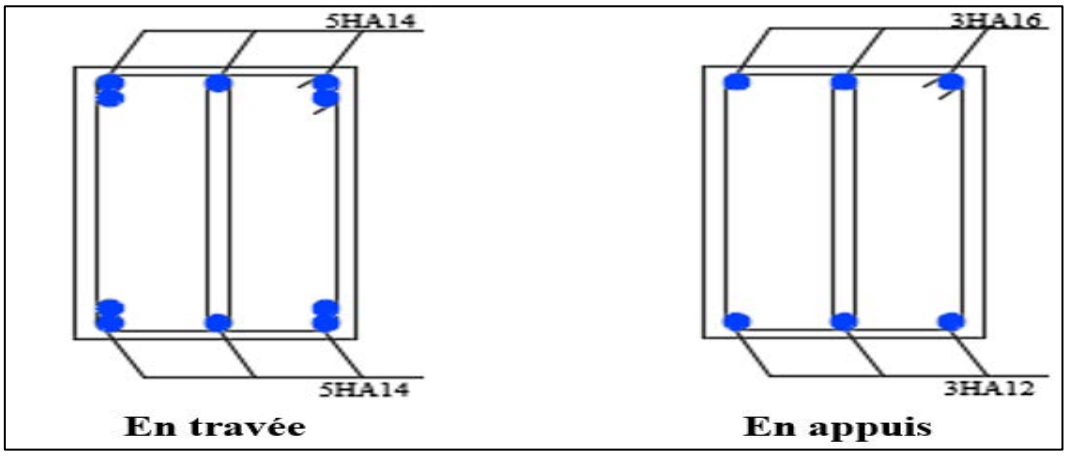


Figure VII. 3 : Ferraillage de les poutre longitudinales (RDC+1^{ér} étage).

VII.4. ETUDE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- L'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile h/l
- La disposition et le pourcentage des armatures.
- L'intensité de l'effort normal.

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme
- Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique. (voir la figure VII.4).

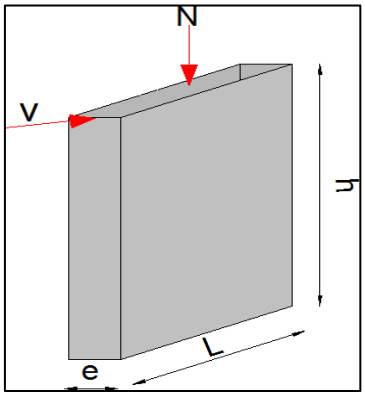


Figure VII. 4: Les efforts sur un voile.

VII.4.1. Les trumeaux selon l'article (7.7.4.1) du RPA99/ version 2003

- **Aciers verticaux :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)
A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm.

- **Remarque :**

Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

VII.4.2. Règles communes article (7.7.4.3) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
$St \leq 1.5b$ ou $St \leq 30cm$
Avec :
b : L'épaisseur du voile en (cm)

VII.4.3. Vérifications des voiles à l'effort tranchant l'article (7.2.2) du RPA99/ version 2003

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4.V_{calculé}$$

Avec :

- $\mathbf{V_{calculé}}$ **:** effort tranchant à la base du voile.
- **d** : hauteur utile.

VII.4.4. Exemple de calcul (VX1BA ZONE 1) :

1^{er}cas : $N^{max} = 4436,81\ kN$; $M^{corr} = 1187,881\ kN.m$ $(G + Q + E_X)$
$2^{éme}$cas : $N^{min} = -22,66\ kN$; $M^{corr} = 1168,799\ kN.m$ $(0,8G + E_X)$

3éme cas : $M^{max} = 1187{,}881$ kN.m ; $N^{corr} = 4436{,}81$ kN. m $(G + Q + E)$

VII.4.4.1. Méthode de la flexion composée

- **1ére Cas :**

N $= 4436{,}81$ kN

M $= 1187{,}881$ kN. m

e$= \frac{M}{N} = 0{,}27$ m

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur de noyau central de la section ($e = 0.27\text{ m} < \frac{h}{6} = 0.33\text{ m}$) totale rendu homogène, et N est un effort de compression donc SEC.

$M_{UA} = M_{UG} + N_U\left(d - \frac{h}{2}\right)$.

$M_{UA} = 1187,881 \times 10^{-3} + 4436,81 \times 10^{-3} \times \left(1{,}7775 - \frac{1.975}{2}\right) = 4{,}693$ MN. m.

$f_{bu} = 25{,}86$ MPa.

$A = (0{,}337h - 0{,}81c')bhf_{bu}$.

$A = (0{,}337 \times 1.975 - 0{,}81 \times 0.1975) \times 0{,}2 \times 1.975 \times 25{,}86 = 5{,}165$ MN.m

$B = N_U(d - c') - M_{UA}$.

$B = 4436{,}81 \times 10^{-3} \times (1.7775 - 0.1975) - 4{,}693 = 2{,}317$ MN.m

$C = (0{,}5h - c')bhf_{bu}$.

$C = (0{,}5 \times 1.975 - 0.1975) \times 0{,}2 \times 1.975 \times 25{,}86 = 8{,}07$ MN.m.

$B < C \Rightarrow$ On aura A'_S uniquement.

$A'_S = \frac{N_U - \psi bhf_{bu}}{\sigma'_s}$.

$\psi = \frac{0{,}357 + \frac{N_U(d-c') - M_{UA}}{bh^2 f_{bu}}}{0{,}857 - \frac{c'}{h}} = 0{,}623$

$\varepsilon_s = 2 \times 10^{-3}\left[1 + \left(1{,}719 - 4{,}01 \times \frac{c}{h}\right)\sqrt{1 - \psi}\right] = 3{,}62 \times 10^{-3}$.

$\sigma_s = 500$ MPa.

$A'_S = \frac{N_U - \psi bhf_{bu}}{\sigma'_s} = -38.54 < 0$ cm^2.

$A_S = 0$ cm^2.

- **2éme Cas :**

N $= -22{,}66$ kN

M $= 1168{,}799$ kN. m

e$= \frac{M}{N} = 51.58$ m

Le centre de pression C se trouve à l'extérieur de la section ($e < h/6$) totale rendu homogène, et N est un effort de traction donc SPT.

Donc la section est partiellement tendue. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$M_{UA} = M_{UG} + N_U\left(d - \frac{h}{2}\right)$.

M_{UA} =1168, 799 × 10^{-3} + 22, 66 × 10^{-3} × $\left(1{,}7775 - \frac{1.975}{2}\right)$ = 1,187 MN.m.

f_{bu} =25,86 MPa.

$$\mu_A = \frac{M_{UA}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{1.187}{0.2 \times 1.7775^2 \times 25.86} \rightarrow \mu_A = 0.073$$

FeE500 ; $f_{c28} = 35$ MPa $\rightarrow \mu_l = 0{,}358$.

$\mu_A = 0.073 < 0.356.$

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_A}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073}}{0.8} = 0.094$$

$Z = d(1 - 0.4\,\alpha) = 1.7775(1 - 0.4 \times 0.095) = 1.71$

Pour : $\mu_A = 0.073 < 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3}$.

$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500$ MPa.

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s}\left[\frac{M_{UA}}{Z} - N_U\right] = \frac{1}{500}\left[\frac{1.187}{1.71} + 22.66 \times 10^{-3}\right] = 13.96 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

- **Condition du RPA99/version 2003 article 7.7.4.1 :**

$A_s = \max(A_1, A_2)$ Avec :

- **Zone courante**

$A_1 = 0.1\%$ b L $= 0.1\% \times 20 \times 197.5 = 3.95 \text{ cm}^2$

- **Zone d'about**

$A_2 = 0.15\%$ b L $= 0.15\% \times 20 \times 197.5 = 5.925 \text{ cm}^2$

- **Le choix des armatures finales**

$A_s = \max(A_{cal}, A_2) = 13.96 \text{ cm}^2$

$A_s = 13.96 \text{ cm}^2$ (pour les deux nappes du voile).

- **Calcul d'espacement :**

- En zone courante : St ≤ min(1.5b; 30) = 30cm → **St=20cm.**
- En zone d'about : $St' = \frac{St}{2}$ =10 cm → $\mathbf{St' = 10\ cm}$.

- **Choix des armatures**

- **Armatures verticales**

On prend :

- **Zone d'about :**

$A_s = 10$ HA14 $= 15.39 \text{ cm}^2$ (Pour les deux nappes du voile)

- **Zone courante :**

$A_1 = 4$HA12 $= 4.52 \text{ cm}^2$ (Pour les deux nappes du voile)

- **Armatures transversales:**

$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{15.39}{4} = 3.85\ cm^2$.

On opte pour 6HA10 avec $A_{sh} = 4.71\ cm^2$

Les résultats de calcul du ferraillage sont résumés dans les tableaux (VII.24) à (VII.31) suivant.

Tableau VII. 24 : calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VX3CD, VX5CD, VX3IJ, VX5IJ.

Voile	VX3CD, VX5CD, VX3IJ, VX5IJ			
Zone	I (RDC)	I (1^{er} etage)	II	III
L (m)	4.45	4.45	4.4	4.35
N(kN)	9488.81	8703.37	1129.42	1759.53
M (Kn.m)	19581.085	16522.36	859.355	1320.715
$A_{s\ cal}\ (cm^2)$	44.08	34.75	0	0
$A_{s\ min\ RPA}\ (cm^2)$	13.35	13.35	13.2	13.05
$A_{s\ adpt}\ (cm^2)$	46.75	37.7	15.39	15.39
HA d'about	12HA20+8HA12	12HA20	10HA14	10HA14
HA courant	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
St (about) (cm)	10	10	10	10
St (courant) (cm)	20	20	20	20
V (kN)	1037.61	1137.11	775.15	461.18
τ_u (MPa)	1.82	1.99	1.37	0.83
$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{C28}$ (MPa)	7	7	7	7

Tableau VII. 25: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VX1AB, VX1BA.

Voile	VX1AB, VX1BA			
Zone	I (RDC)	I (1^{er} etage)	II	III
L (m)	1.975	1.975	1.95	1.925
N (kN)	-22.66	-47.33	147.89	97.02
M (kN.m)	1168.799	789.634	531.823	142.841
$A_{s\ cal}\ (cm^2)$	13.96	9.62	4.6	0.62
$A_{s\ min\ RPA}\ (cm^2)$	5.925	5.925	5.85	5.775
$A_{s\ adpt}\ (cm^2)$	15.39	11.31	6.28	6.28
HA d'about	10HA14	10HA12	8HA10	8HA10
HA courant	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
St (about) (cm)	10	10	10	10
St (courant) (cm)	20	20	20	20
V (kN)	249.11	219.65	255.33	244.72
τ_u (MPa)	0.98	0.87	1.02	1.00
$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{C28}$ (MPa)	7	7	7	7

Tableau VII. 26: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VX1IJ, VX1JI, VX7CD, VX7DC, VX7IJ, VX7JI.

Voile	VX1IJ, VX1JI, VX7CD, VX7DC, VX7IJ, VX7JI,			
Zone	I (RDC)	I (1^{er} etage)	II	III
L (m)	1.625	1.625	1.6	1.575
N (kN)	-270.59	-284.38	-65.51	170.29
M (kN.m)	679.049	444.496	342.565	163.2
$A_{s\ cal}$ (cm^2)	17.59	14.56	6.76	0.46
$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)	4.875	4.875	4.8	4.725
$A_{s\ adpt}$(cm^2)	18.47	15.39	9.05	6.79
HA d'about	12HA14	10HA14	8HA12	6HA12
HA courant	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
St (about) (cm)	10	10	10	10
St (courant) (cm)	20	20	20	20
V (kN)	170.6	139.27	202.74	149.92
τ_u (MPa)	0.82	0.67	0.99	0.74
$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{C28}$(MPa)	7	7	7	7

Tableau VII. 27: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VX4EF, VX4GH.

Voile	VX4EF, VX4GH			
Zone	I (RDC)	I (1^{er} etage)	II	III
L (m)	2.3	2.3	2.3	2.3
N(kN)	646.54	1346.92	939.26	489.08
M(kN. m)	798.662	669.893	312.788	132.296
$A_{s\ cal}$ (cm^2)	1	0	0	0
$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)	6.9	6.9	6.9	6.9
$A_{s\ adpt}$ (cm^2)	9.05	9.05	9.05	9.05
HA d'about	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
HA courant	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
St (about) (cm)	10	10	10	10
St (courant) (cm)	20	20	20	20
V (kN)	404.61	588.28	504.17	260
τ_u (MPa)	1.37	1.99	1.71	0.88
$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{C28}$ (MPa)	7	7	7	7

Tableau VII. 28: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VYA13, VYL13

Voile	VYA13, VYL13			
Zone	I (RDC)	I (1^{er} etage)	II	III
L (m)	6.15	6.15	6.1	6.05
N (kN)	6513.79	6101.44	1680.96	867.91
M (kN. m)	32587.361	28280.5	8439.864	2695.274
$\mathbf{A_{s\ cal}\ (cm^2)}$	88.27	66.22	14.05	0.56
$\mathbf{A_{s\ min\ RPA}(cm^2)}$	18.45	18.45	18.3	18.15
$\mathbf{A_{s\ adpt}\ (cm^2)}$	88.36	68.72	18.47	18.47
HA d'about	18HA25	14HA25	12HA14	12HA14
HA courant	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
St (about) (cm)	10	10	10	10
St (courant) (cm)	20	20	20	20
V (kN)	1608.98	1867.5	1340.57	709.49
$\mathbf{\tau_u (MPa)}$	2.04	2.362	1.71	0.92
$\mathbf{\overline{\tau_u} = 0.2 f_{C28} (MPa)}$	7	7	7	7

Tableau VII. 29: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VYC67, VYJ67.

Voile	VYC67, VYJ67			
Zone	I (RDC)	I (1^{er} etage)	II	III
L (m)	4.7	4.7	4.65	4.6
N (kN)	1863.19	1899.31	1542.66	711.58
M (kN. m)	15151.156	12844.522	4250.999	1049.068
$\mathbf{A_{s\ cal}\ (cm^2)}$	53, 86	48.39	4.64	0
$\mathbf{A_{s\ min\ RPA}\ (cm^2)}$	14.1	14.1	13.95	13.8
$\mathbf{A_{s\ adpt}\ (cm^2)}$	56,55	50.27	15.39	15.39
HA d'about	18HA20	16HA20	10HA14	10HA14
HA courant	8HA14	8HA14	8HA14	6HA14
St (about) (cm)	10	10	10	10
St (courant) (cm)	20	20	20	20
V (kN)	1054.46	1121.58	871.06	534.14
$\mathbf{\tau_u\ (MPa)}$	1.75	1.86	1.46	0.91
$\mathbf{\overline{\tau_u} = 0.2 f_{C28}\ (MPa)}$	7	7	7	7

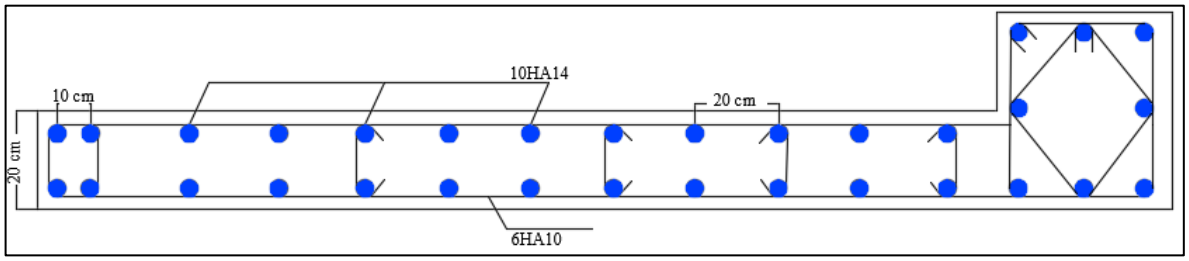
Tableau VII. 30: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VYE34, VYH34.

Voile	VYE34, VYH34			
Zone	I (RDC)	I (1^{er} etage)	II	III
L (m)	2.375	2.375	2.35	2.325
N (kN)	-1490.85	-1213.64	-50.12	309.81
M (kN)	1242.934	902.168	514.561	194.105
$A_{s\ cal}$ (cm^2)	56.3	44.47	6.38	0
$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)	7.125	7.125	7.05	6.975
$A_{s\ adpt}$ (cm^2)	56.55	43.98	7.85	7.85
HA d'about	18HA20	14HA20	10HA10	10HA10
HA courant	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
St (about) (cm)	10	10	10	10
St (courant) (cm)	20	20	20	20
V (kN)	410.23	433.28	445.11	277.86
τ_u (MPa)	1.34	1.42	1.47	0.93
$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{C28}$ (MPa)	7	7	7	7

Tableau VII. 31: calcul de la section d'armature et la vérification des voiles VYF36, VYG36.

Voile	VYF36, VYG36			
Zone	I (RDC)	I (1^{er} etage)	II	III
L (m)	6.8	6.8	6.8	6.8
N (kN)	-1250.28	-1146.47	63.15	560.52
M (kN.m)	12904.257	10365.733	4396.944	1277.614
$A_{s\ cal}$ (cm^2)	56.89	47.09	13.85	0
$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)	20.4	20.4	20.4	20.4
$A_{s\ adpt}$ (cm^2)	58.91	49.09	21.11	21.11
HA d'about	12HA25	10HA25	10HA16	10HA16
HA courant	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
St (about) (cm)	10	10	10	10
St (courant) (cm)	20	20	20	20
V (kN)	1042.24	1037.92	750.41	468.54
τ_u (MPa)	1.19	1.187	0.86	0.54
$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{C28}$ (MPa)	7	7	7	7

La figure (VII.5) montre le ferraillage du voile vx1BA (RDC).



Figures VII.5 : schéma de ferraillage du voile vx1BA (RDC)

CHAPITRE VIII
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1.INTRODUCTION

L'infrastructure est la partie se situant en dessous du niveau du rez-de-chaussée. Elle est donc composée de deux sous-sols, voile périphérique et du système de fondation.

VIII.2.ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Un voile périphérique est un mur qui permet de contenir une pression, en principe une hauteur de terre.

VIII.2.1.Dimensionnement du voile périphérique

Pour notre structure nous avons deux sous-sols. Pour les deux sous-sols, on peut faire le ferraillage de voile périphérique de sous-sol le plus sollicité et on généralise pour tout le voile périphérique.

D'après le RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 6.12 m.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

VIII.2.1.1. Etapes de calcul

VIII.2.1.1.1. Calcul des forces de la poussée des terres sur le mur

La figure **(**VIII.1) illustre le schéma de principe de la poussée des terres.

- **Deuxième sous-sol :**

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = \frac{1}{2}\gamma_d . h^2 . k_a \quad / \quad k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- Q : Contrainte sur une bande de 1m.
- γ : Poids spécifique des terres (γ =19 kN/m³).
- K_a : coefficient de poussée.
- h : Hauteur du voile.
- φ : angle de frottement du remblai φ =30°.

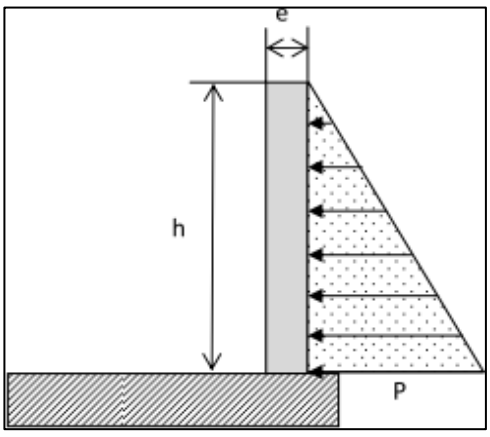


Figure VIII. 1: Poussée des terres.

- $\mathbf{0 < z \leq 3,06\ m}$

$$P_i = \frac{1}{2}\gamma_d . h^2 . k_a = \frac{1}{2} \times 19 \times (3.06)^2 \times 0.33$$

$P_i = 29.35\ KN/ml$

- $\mathbf{3.06 < z \leq 6,12\ m}$

$P_i = \frac{1}{2} \times 19 \times (6.12)^2 \times 0.33 = 117.41\ KN/ml$

$Q_{u\ moy} = \frac{3\ Q_{max} + Q_{min}}{4} = \frac{3 \times 117,41 + 29,35}{4} = 95.395\ KN/\ ml$

$Q_{ELU} = 1,35\ Q_{u\ moy} = 128,78\ KN\ /ml$

$Q_{ELS} = Q_{u\ moy} = 95,395\ KN\ /ml$

VIII.2.1.1.2. Ferraillage du voile périphérique

- **Dans le sens YY**

- **Méthode de calcul**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable dans le sens y).

L_x = 3,06 m , L_y = 5.4m et e=20 cm

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times {L_x}^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de α et de coefficient de poisson ν.

$$\mathbf{\nu} : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0,2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par le tableau (VIII.1) "BAEL91 modifié 99 ".

Tableau VIII. 1: Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99.

	ELU		ELS	
α	**μ_x**	**μ_y**	**μ_x**	**μ_y**
0,57	0,0863	0,2589	0,091	0,43612

Le tableau (VIII.2) résume l'évaluation des moments.

Tableau VIII. 2: Evaluation des moments.

Sol	Q_u (kN/ml)	$Q_{u\ moy}$ (kN/ml)	α	μ_x	μ_y	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)
2éme sous sol	29,35 117.41	128.78	0,57	0,0863	0,2589	104.06	26.94

- **Calcul du ferraillage** :

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$L_x = 3,06$ et $L_y = 5,4$ m

b =100 cm , h=20 cm , d= 0,9h =18 cm , f_e= 500 MPa , f_{c28} = 35 MPa , f_{t28}=2,7 MPa ,

f_{bc}= 19,83 MPa , σ_s=435 MPa

M_{tmax}= 88,451 kN. m

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{88,451 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 19,83} = 0.138.$$

μ_l =0,358>μ=0,138→ SSAC

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\times\mu}}{0,8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times0,138}}{0,8} = 0.186$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,186) = 0.167 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{88.451}{0,167 \times 435 \times 10^3} = 12.18 \text{ cm}^2$$

Le tableau (VIII.3) résume le ferraillage des différents niveaux du voile.

Tableau VIII. 3: Ferraillages des voiles.

		Sens	M_u (kN.m)	M	As' (cm^2)	α	Z (m)	As (cm^2)	Choix	As (cm^2)
2éme sous sol	Travée	x-x	88,451	0.138	0	0.186	0,167	12.18	8HA16	16.08
		y-y	22,899	0.036	0	0.046	0.177	2.97	6HA10	4.71
	Appuis	x-x	52.03	0.081	0	0.106	0.172	6.95	8HA12	9.05
		y-y	13.47	0.021	0	0.027	0.178	1.74	6HA10	4.71

- **Vérifications nécessaires**

- **Condition exigée par les RPA99/version 2003**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Condition de non-fragilité**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comprise entre 12 et 30cm. D'après le « BAEL91 modifié 99 »

12cm ≤ e ≤ 30 cm

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; \ A_x^{min} = \rho_0 . \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] . \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; \ A_y^{min} = \rho_0 \ b \ h \end{cases}$$

ρ_o =0,0006 pour les barres de FeE500

$$A_x^{min} = 0{,}0006 \left[3 - \frac{3{,}06}{5{,}4} \right] . \frac{100 \times 20}{2} = 1{,}46 \ cm^2$$

$$A_y^{min} = 0{,}0006 \times 100 \times 20 = 1{,}2 \ cm^2$$

- **En travée**

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = 1{,}46 \ cm^2 \\ A_y \geq A_y^{min} = 1{,}2 \ cm^2 \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = 1{,}46 \ cm^2 \\ A_y \geq A_y^{min} = 1{,}2 \ cm^2 \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{128{,}78 \times 3{,}06 \times 5{,}4}{2 \times 5{,}4 + 3{,}06} = 153{,}533 \ kN$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{128{,}78 \times 3{,}06}{3} = 131.36 \ kN$$

$$V_u^{max} = Max \ (V_{ux}, V_{uy}) = 153{,}533 \ KN$$

$$\tau_u = \frac{153{,}533}{1 \times 0{,}18} \times 10^{-3} = 0{,}85 \ MPa \leq \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \frac{35}{1{,}5} = 1{,}63 \ MPa$$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

Fissuration préjudiciable → $\begin{cases} \text{sens x :} & St \leq min \ (3h, 33cm) = 33 \ cm \\ \text{sens y :} & St \leq min \ (4h, 43 \ cm) = 43 \ cm \end{cases}$

On prend St = 20 cm

- **Vérification à l'ELS :**

Le tableau (VIII.4) résume le calcul des moments à l'ELS.

Tableau VIII. 4: Moment à l'ELS.

	Q_s (kN/ml)	$Q_{s\ moy}$(kN/ml)	M_{sx} (kN.m)	M_{sy} (kN.m)
2éme sous sol	29.35	95,395	81,285	35,5
	117.41			

Le tableau (VIII.5) résume les contraintes du béton à l'ELS des différents niveaux.

Tableau VIII. 5: Vérification des contraintes à l'ELS.

			As (cm^2)	As' (cm^2)	X (cm)	I (cm^4)	M_s (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}<\bar{\sigma}_{bc}$
2éme sous sol	Travée	x-x	12,06	0	6.47	33077.01	69.09	13.51	Vérifie
		y-y	4,71	0	4.39	15906.8	30.175	8.33	Vérifie
	Appuis	x-x	6,79	0	5.122	21370.27	40.643	9.74	Vérifie
		y-y	4,71	0	4.39	15906.8	17.75	4.9	Vérifie

- **Dans le sens xx**
- **Calcul du ferraillage**

L_x= 3,06 m , L_y =6.7 m et e=20 cm

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}46 > 0{,}4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Les tableaux (VIII.6) , (VIII.7) et (VIII.8) résument le calcul des coefficients de Pigeaud, l'évaluation des moments et le ferraillage des différents niveaux du voile.

Tableau VIII. 6: Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99.

	ELU		ELS	
α	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,46	0,1002	0,25	0,1032	0,341

Tableau VIII. 7: Evaluation des moments.

	$Q_{u\ moy}$ (kN/ml)	α	μ_x	μ_y	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)
2éme sous sol	128.78	0,46	0,1002	0,25	120.83	30.21

Tableau VIII. 8: Ferraillages des voiles.

		Sens	Mu (kN.m)	M	As' (cm^2)	α	Z (m)	As (cm^2)	Choix	As (cm^2)
2éme sous sol	Travée	x-x	102.71	0.16	0	0,22	0,164	14.38	6HA20	18.84
		y-y	25.68	0.04	0	0,051	0,176	3.35	6HA10	4.71
	Appuis	x-x	60.415	0.09	0	0.118	0.172	8.07	6HA16	12.06
		y-y	15.11	0.024	0	0.031	0.178	1.95	6HA10	4.71

- **Vérifications nécessaires**

- **Condition exigée par le RPA99/version 2003**

$A_L \geq 0{,}1 \times 20 \times 100 = 2\ cm^2$ → Condition vérifiée.

$A_T \geq 0{,}1 \times 20 \times 100 = 2\ cm^2$ → Condition vérifiée.

- **Condition de non-fragilité**

· **En travée**

$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = 1{,}53\ cm^2 \\ A_y \geq A_y^{min} = 1{,}2\ cm^2 \end{cases}$ … Condition vérifiée.

· **Sur appuis**

$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = 1{,}53\ cm^2 \\ A_y \geq A_y^{min} = 1{,}2\ cm^2 \end{cases}$ … Condition vérifiée.

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

$V_u^{max} = Max\,(V_{ux}, V_{uy}) \Rightarrow Max\,(160,41; 131.36) = 160{,}41\ kN$

$\tau_u = \frac{160{,}41}{1 \times 0{,}18} \times 10^{-3} = 0{,}89\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \frac{35}{1{,}5} = 1{,}63\ MPa$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

Fissuration préjudiciable : $\begin{cases} \text{sens x :} & St \leq 33\ cm \\ \text{sens y :} & St \leq 43\ cm \end{cases}$

On prend St = 20 cm

- **Vérification à l'ELS :**

Le tableau (VIII.9) résume les moments à l'ELS**.**

Tableau VIII. 9: Moment à l'ELS.

	Q_s (kN/ml)	$Q_{s\ moy}$(kN/ml)	M_{sx} (kN.m)	M_{sy} (kN.m)
$2^{éme}$ sous sol	29,35	95,395	92.182	31.43
	117.41			

Le tableau (VIII.10) résume les contraintes du béton à l'ELS des différents niveaux.

Tableau VIII. 10:Vérification des contraintes à l'ELS.

			As (cm^2)	As' (cm^2)	X (cm)	I (cm^4)	M_s (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
$2^{éme}$ sous-sol	**Travée**	x-x	12,06	0	6,46	33076.95	78.355	15.31	Vérifie
		y-y	4,71	0	4,39	15906,8	26.72	7.37	Vérifie
	Appuis	x-x	6,79	0	5,12	21370,27	46.091	11.05	Vérifie
		y-y	4,71	0	4,39	15906,8	15.715	4.34	Vérifie

La figure (VIII.2) schématise le ferraillage du voile périphérique.

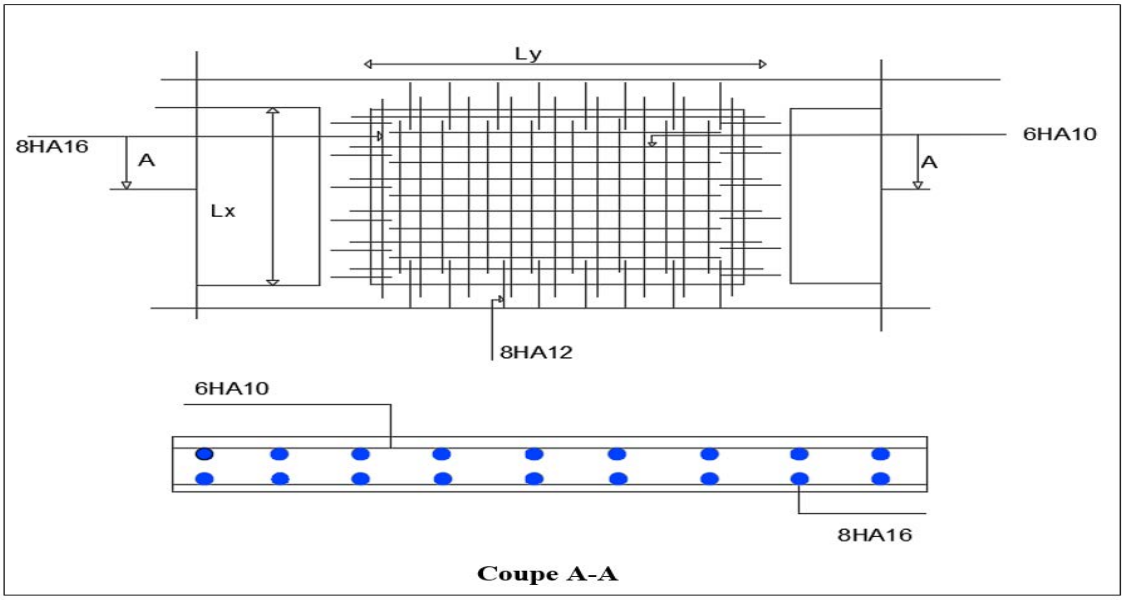


Figure VIII. 2:Croquis ferraillage de voile périphérique

VIII.3.ETUDE DES FONDATIONS :

VIII.3.1.Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

- **Le choix du type de fondation dépend du :**

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol des fondations.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.3.2.Les types des fondations

Avec une capacité portante du sol égale à 2,5 bars, Il y a lieu de projeter à priori,des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

VIII.3.2.1. Choix du type de fondation

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier général. (Voir la figure (VIII.3)).

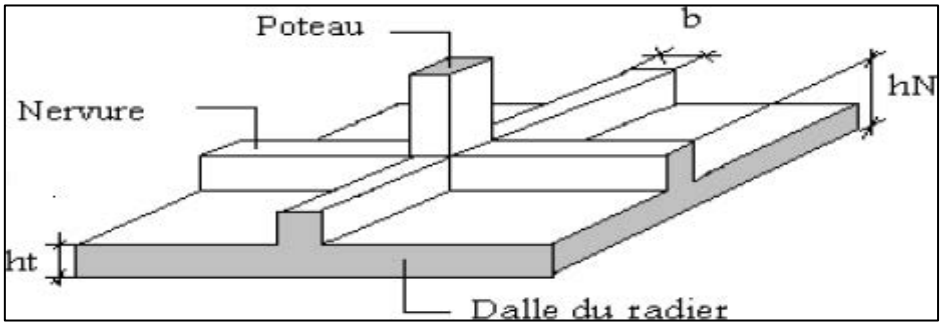


Figure VIII. 3: Coupe sur un radier.

VIII.3.3.Dimensionnement du radier :

- **Condition forfaitaire :**

$h \geq \frac{L}{10}$ $L_{max} = 6{,}7$ m $h \geq 75$ cm

- **Condition de la longueur élastique :**

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$; $I = \frac{bh^3}{12}$ et $L_e = \frac{L_{max}}{\frac{\pi}{2}}$

Avec :

- $\mathbf{L_e}$: Longueur élastique.
- **E** : module d'élasticité différé. $E = 1{,}21 \cdot 10^7$ KPa .
- **I** : inertie d'une bande d'un mètre de radier.
- **K** : coefficient de raideur du sol. K = 4000 t/m^3.
- **b** : largeur du radier.
- $\mathbf{L_{max}}$: Plus grande distance entre deux files parallèles.

$$\Rightarrow L_{max} \leq \frac{\pi}{2}\left(\frac{4EI}{K \cdot b}\right)^{\frac{1}{4}} \Rightarrow {L_{max}}^4 \leq \left(\frac{\pi}{2}\right)^4 \frac{4EI}{K \cdot b}$$

$$\Rightarrow I \geq \left(\frac{\pi}{2}\right)^{-4} \frac{k \cdot b}{4E} \cdot {L_{max}}^4 \Rightarrow \frac{b \cdot h^3}{12} \geq \left(\frac{\pi}{2}\right)^{-4} \frac{k \cdot b}{4E} \cdot {L_{max}}^4$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b}\left[\left(\frac{2}{\pi}\right)^4 \frac{k \cdot b}{4E} \cdot {L_{max}}^4\right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{34.15}\left[\left(\frac{2}{\pi}\right)^4 \frac{40000 \times 34.15}{4 \times 12102945} \cdot 6{,}7^4\right]} = 1.49 \text{ m}$$

- **Condition de cisaillement :**

L'effort tranchant a la base du RDC pour le Voile le plus sollicité est

$V_u = 12034{,}75$ kN .

- **Evaluation des charges verticales**

Le tableau (VIII.11) résume le calcul des charges permanente et les charges d'exploitation.

Tableau VIII. 11: Charges et surcharges.

	Q (kN)	$Q_{dégraissée}$ (kN)	G (kN)	N (kN)
1er sous-sol	154.4	154.4	343.03	694.691
2emesous sol	77.2	231.6	686.06	1273.581

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0{,}05.f_{c28}$$

$$V_u = 12034.5 + 1273.581 = 13308.081 \text{ MN}$$

$$V_u = \frac{13308.081}{410.6} \cdot \frac{6.7}{2} = 108.58 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{0.1086}{1\times0{,}9\times1.5} = 0.081 \leq 1.75$$

Donc L'épaisseur totale du radier qui repend aux trois conditions citées si avant est : **h=1.5 m** pour un radier nervuré.

- **Dimensionnement d'un radier nervuré :**
- **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{670}{20} = 33{,}5 \text{ cm}$$

On prend **e = 40 cm.**

- **La hauteur des nervures :**

Pour h = 1.5 m et e = 0.4 m → **h_n = 1.1 m**

- **Calcul du D (débordement) :**

Pour le débord, s'il y a possibilité de le réaliser, on le considère comme étant la largeur hors poteaux de rive, les règles de l'art préconisent des largeurs entre 50 et 150 cm, on prend un débord de 100 cm, cependant s'il est nécessaire d'augmenter cette valeur cela est permis.

On prend **: D= 100 cm.**

Alors la surface de radier est : **Sr= 529,04 m^2**

VIII.3.4.Vérification du radier :

- **Vérification de la surface du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$(N/S) \geq \sigma_{adm}$$

D'ou: $S \geq N/\sigma_{adm}$

$$N_t = N_{superstructure} + N_{sous\ sol} + N_{radier}$$

$$N_{superstructure} = 82065{,}83 \text{ kN}$$

$N_{sous\ sol} = 13758{,}148\ kN$

$N_{radier} = 8519{,}81\ kN$

$\Rightarrow N_t = 104343{,}379\ kN$

$$\sigma = \frac{N_t}{S} = \frac{104343{,}379}{529{,}04} = 197{,}232\ kN/m^2 < \sigma_{adm} = 250\ kN/m^2$$

- **Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$W \geq \alpha \gamma h S_r$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

a: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α =1.5)

$\boldsymbol{\gamma_w}$: Poids volumique de l'eau (γ_w = 1t/m3)

h : la hauteur du bâtiment émergée (h =4,62 m)

Sr : Surface du radier (Sr = 529,04 m²)

- **Sans charge d'exploitation (bâtiment vide sous G).**

$W = 7344{,}181 + 1375{,}8148 + 851{,}81 = 9571{,}977\ t$

Donc :

$\alpha \gamma_w h S_r = 1{,}5 \times 1 \times 4{,}62 \times 529{,}04 = 3666{,}247\ t$

$\alpha \gamma_w h S_r = 3666{,}247\ t < 9571{,}977\ t$ Condition vérifiée.

- **Vérification au non-poinçonnement :**

D'après les règles **BAEL91 /A5.2.42**. Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile (VL3CD)

$N_u = 1.35N_g + 1.5N_q$

$N_u = \mathbf{1330.81}\ t$

Nous devons vérifier :

$N_u \leq 0.045 \mu_c h r f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre de contour cisaillé, projeté sur le plan moyen du radier (voir la figure (VIII.4)).

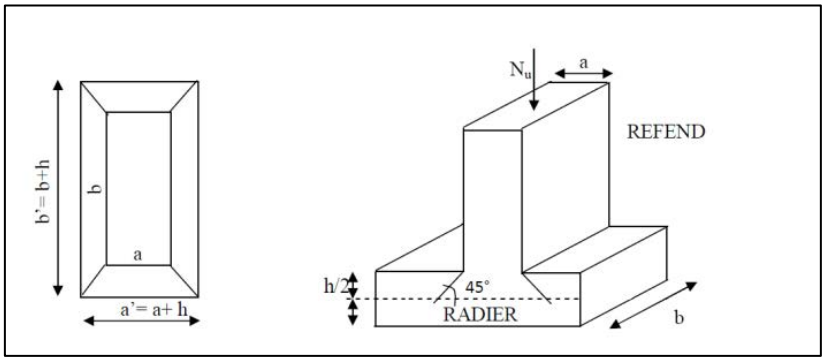


Figure VIII. 4: Périmètre de contour cisaillé.

$\mu_c = 11$ m

$\frac{0.045\mu_c h r f_{c28}}{\gamma b} = 0{,}045 \times 11 \times 1{,}5 \times 35/1.5 = 11{,}55$ MN

$N_u = 11{,}55$ MN $< N_u = 133{,}08$MN

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

- **Vérification des contraintes du sol :**

Les extrémités du radier doivent être vérifiée dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

1. (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
2. (0,8G-E) pour vérifier le non-soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le radier sont données par

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1{,}5\,\overline{\sigma_s} = 3.75$ bars.

- **Vérification au non-soulèvement des fondations (0,8G-E) :**

- **Sens x-x :**

$X_G = 18.23$ m

$I_{XX} = 12684.6$ m^4

$M = 7643.427$ kN. m

$N = 69640,116$ kN

$S = 529{,}04$ m^2

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$

$\begin{cases} \sigma_1 = 142{,}62 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = 120{,}65 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

$\sigma_m = 137{,}128$ KN/m$^2 \prec 1{,}5\overline{\sigma_S} = 375$ kN/m^2

- **Sens y-y :**

$Y_G = 7.75$ m

$I_{yy} = 50677{,}3\ m^4$

$M = 6645{,}494\ kN.m$

$N = 75024{,}596\ kN$

$S = 529{,}04\ m^2$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} Y_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 142{,}83\ kN/m^2 \\ \sigma_2 = 140{,}8\ kN/m^2 \end{cases}$$

$\sigma_m = 142{,}33\ kN/m^2 \prec 1{,}5\overline{\sigma_S}$

Donc, il n'y a pas de risque de soulèvement dans les deux sens.

- **Vérification de la compression (G+Q+E) :**

- **Sens x-x:**

$X_G = 18{,}23m$

$I_{XX} = 12684.6m^4$

$M = 7630.157\ kN.m$

$N = 170032{,}948\ kN$

$S = 529{,}04\ m^2$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 332{,}365\ kN/m^2 \\ \sigma_2 = 310{,}433\ kN/m^2 \end{cases}$$

$\sigma_m = 326.882\ kN/m^2 \prec 1{,}5\overline{\sigma_S}$

- **Sens y-y:**

$Y_G = 7.75\ m$

$I_{yy} = 50677{,}3\ m^4$

$M = 6564{,}512\ kN.m$

$N = 164648{,}448\ kN$

$S = 529{,}04\ m^2$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} Y_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 312{,}225\ kN/m^2 \\ \sigma_2 = 310{,}218\ kN/m^2 \end{cases}$$

$\sigma_m = 311{,}724\ kN/m^2 \prec 1{,}5\overline{\sigma_S}$

Donc, il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

Les contraintes maximales et minimales sont vérifiées pour les deux sens transversal et longitudinal.

VIII.3.5.Ferraillage du radier :

VIII.3.5.1. Ferraillage de la dalle du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé. Vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce, La fissuration est considérée préjudiciable. Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol moyenne en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

- **Méthode de calcul :**

Le radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés, soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs

- Le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x . q . L_x^2$
- Le sens de la grande portée :$M_y = \mu_y . M_x$
- Les valeurs des μ_x, μ_y sont en fonction de α.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée :

$M_{tx} = 0.85 M_x$; $M_{ty} = 0.85 . M_y$

Moment sur appuis :

$M_{ax} = 0.5 . M_x$; $M_{ay} = 0.5 . M_y$

- **Evaluation des charges et surcharges sous radier :**

Les valeurs des charges ultimes :

- **A L' ELU :**

S= 431,693 m²

N_u= $N_{ustructure}$ + $N_{uradier}$

$N_{structure}$= N_{ussol} +$N_{superstructur}$

$N_{structure}$ =112082,47+ 1,35 x10678,648 + 1,5 x 3079,5 =131117,895 kN

$N_{uradier}$ = 1,35 x 8519,81 = 11501,744 kN

N_u = 142619,639 kN

$$q_u = \frac{N_u}{S} = 347{,}34 \text{kN/m}^2$$

- **A L' ELS :**

S= 431,693 m²

N_{ser}= 82065,83 + 13758,148 + 8519,81

N_{ser}= 104343,379 kN

$$q_{ser} = \frac{Nser}{S} = 254{,}1242 \text{ kN/m}^2$$

- **Détermination des moments :**

Les tableaux (VIII.12), (VIII.13) résument les calculs des sollicitations à l'ELU et l'ELS.

Tableau VIII. 12: Calcul des sollicitations à ELU.

L_x (m)	L_y (m)	α	Sens X				Sens Y			
			μ_x	M_x (kN.m)	M_{tx} (N.m)	M_{ax} (kN.m)	μ_y	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
4.4	5.4	0.81	0.0553	371.865	316.085	185.933	0.613	227.953	193.76	113.977

Tableau VIII. 13: Calcul des sollicitations à ELS.

L_x (m)	L_y (m)	α	Sens X				Sens Y			
			μ_x	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	μ_y	M_y (kN.m)	M_{ty} (N.m)	M_{ay} (kN.m)
4.4	5.4	0.81	0.0621	305.522	259.694	152.761	0.723	220.892	187.758	110.446

- **Ferraillage des panneaux du radier**

b =100 cm , h=40 cm , d=36 cm , f_e= 500 MPa , f_{c28} = 35 MPa , f_{t28}=2,7 MPa , σ_s=435 MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (VIII.14) suivant.

Tableau VIII. 14: Calcul des armatures a l'ELU.

	Sens	M_u (kN.m)	μ	A_s (cm²)	α	Z (m)	A_s (cm²)	Choix	A_s (cm²)
Travée	**x-x**	259,694	0,101	0,00	0,133	0,341	17,17	10HA16	20,1
	y-y	187,758	0,073	0,00	0,095	0,346	12,47	10HA14	15.39
Appuis	**x-x**	152,761	0,059	0,00	0,076	0,349	10,06	8HA14	12.32
	y-y	110,446	0,043	0,00	0,055	0,352	7,23	8HA12	9.05

- **Vérification la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0{,}15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa})$ Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{347{,}34 \times 5{,}4}{2} = 937.818 \text{ kN/m}$$

$\tau_u = \frac{937,818}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 2,61 < \overline{\tau_u} = 3,5$ MPa Condition vérifiée.

VIII.3.5.2. Ferraillage des nervures :

Sections en T

$h = 1,5$ m ; $b_0 = 0,75$ m ; $h_0 = 0,4$ m ;

$d = 1,35$ m .Voir la figure (VIII.5).

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y^{min}}{10}, \frac{l_x}{2}\right)$ selon l'article (4.1.3) du CBA.

$\min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) = \min\left(\frac{6.7}{10}, \frac{2.8}{2}\right) = 0,67$ m

Donc : $\rightarrow$ $b = 1,5$ m

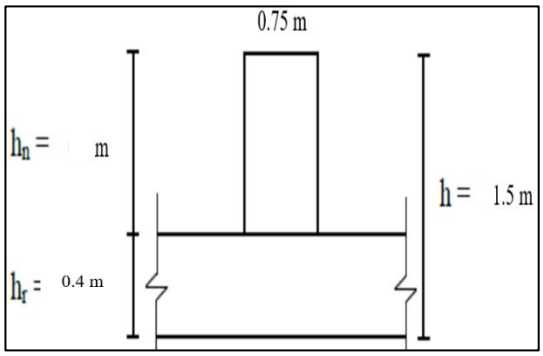


Figure VIII. 5: Les dimensions de la nervure.

- **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire **« BAEL91 modifié 99 ».**

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85\ M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50\ M_0$

- **Sens X :**

L= 6,7 m ; q_u= 347,34 kN/ml

$M_0 = 1949,02$ kN.m

$M_{trav} = 1656,667$ kN. m

$M_t = bh_0 f_{bu}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 13682.7$ kN. m

$M_u = M_{trav} \leq M_t$

$M_a = 974,51$ kN. m

Le ferraillage se fera en tenant compte la section en T comme etant une section rectangulaire b x h avec un moment $M_{trav} = 1656,667$ kN. m .

Les tableaux(VIII.15) ,(VIII.15) résument le ferraillage des nervures dans le sens x et le sens y.

Tableau VIII. 15: Ferraillages des nervures sens x.

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{sca} (cm²)	Choix	A_{sadp} (cm²)
Travée	1656,667	0,021	0,0589	103,194	36.91	**12HA20**	37.7
Appuis	974,51	0,027	0,034	133.164	15.35	**5HA20**	15,70

- **Sens Y :**

L=5,4 m ; q= 347,34 kN/ml

$M_0 = 1266{,}05$ kN.m

$M_{trav} = 1076.147$ kN. m

$M_{app} = 633{,}03$ kN. m

Tableau VIII. 16: Ferraillages des nervures sens y.

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{sca} (cm²)	Choix	A_{sadp} (cm²)
Travée	**1076.147**	0,03	0,04	133.84	18.48	**10HA16**	20,10
Appuis	**633.03**	0,018	0,023	133.758	11,92	**5HA20**	15,70

- **Vérifications nécessaires**

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 12{,}35 \text{ cm}^2$$

Le tableau (VIII.17) résume les résultats pour la non fragilité.

Tableau VIII. 17:Vérification de non fragilité.

Sens	Position	$A_{s\ adp}$ (cm²)	$A_{s\ min}$ (cm²)	Vérification
X	**Travée**	37,7	12,35	Vérifiée
	Appuis	15,70	12,35	Vérifiée
Y	**Travée**	20,10	12,35	Vérifiée
	Appuis	15,70	12,35	Vérifiée

- **Verification des contraintes à l'ELS**

Le tableau (VIII.18) résume les résultats de la vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VIII. 18: Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Position	M_s (kN.m)	A_s (cm²)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Vérification
X	**Travée**	1656,667	37,7	0.79	21	69,52	250	Vérifiée
	Appuis	974.51	15,70	0,46	21	32,44	250	Vérifiée
Y	**Travée**	1076.147	20,10	0,67	21	43.66	250	Vérifiée
	Appuis	633.03	15,70	0,39	21	25.68	250	Vérifiée

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u \prec \bar{\tau}_u = \text{Min}(0{,}15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 4\text{MPa}$.

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{347{,}34 \times 6.7}{2} = 1163.59 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1163{,}59}{1{,}5 * 1{,}5} = 0.517 \text{ MPa}$$ Condition vérifiée.

- **Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm2 /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$A_P = 3 \times 1{,}5 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$h = 150 \text{ cm}$

On opte **5HA12 = 5,65 cm²**

VIII.3.5.3. Ferraillage du débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 1 m, et leur ferraillage sera la continuité du ferraillage du radier (lorsque leur ferraillage A_s est très petit) .

La figure (VIII.6) montre le schéma statique du débord.

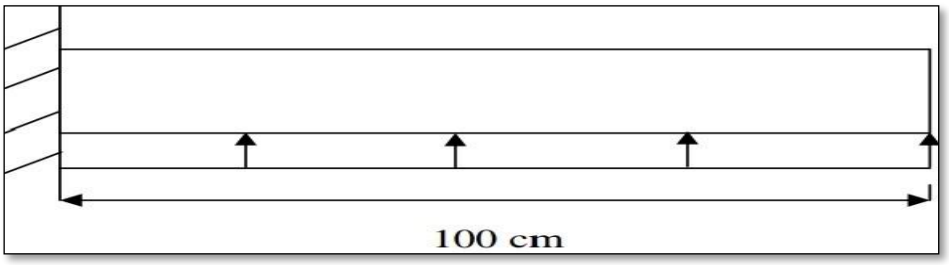


Figure VIII. 6: Schéma statique du débord .

La figure (VIII.7) montre le croquis feraillage radier nervuré .

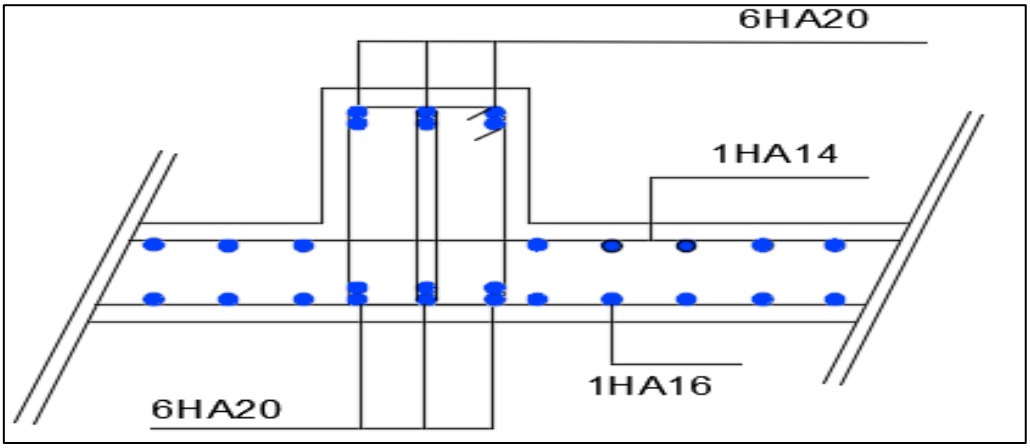


Figure VIII.7: Croquis ferraillage radier nervurée dans le sens xx.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION

Durant notre projet de fin d'études, nous avons fait l'analyse d'une structure en se basant sur la conception en premier lieu.

Il ressort que le choix et la disposition des voiles de contreventement est un facteur important pour avoir une bonne conception.

Le nombre de voiles est une disposition optimale de ces derniers permet de minimiser l'excentricité entre le centre de gravité des masses et le centre de gravité des rigidités, ce qui évite alors le phénomène de la torsion. Cette phase qui est la « conception » de la structure est primordiale quant au comportement de cette dernière.

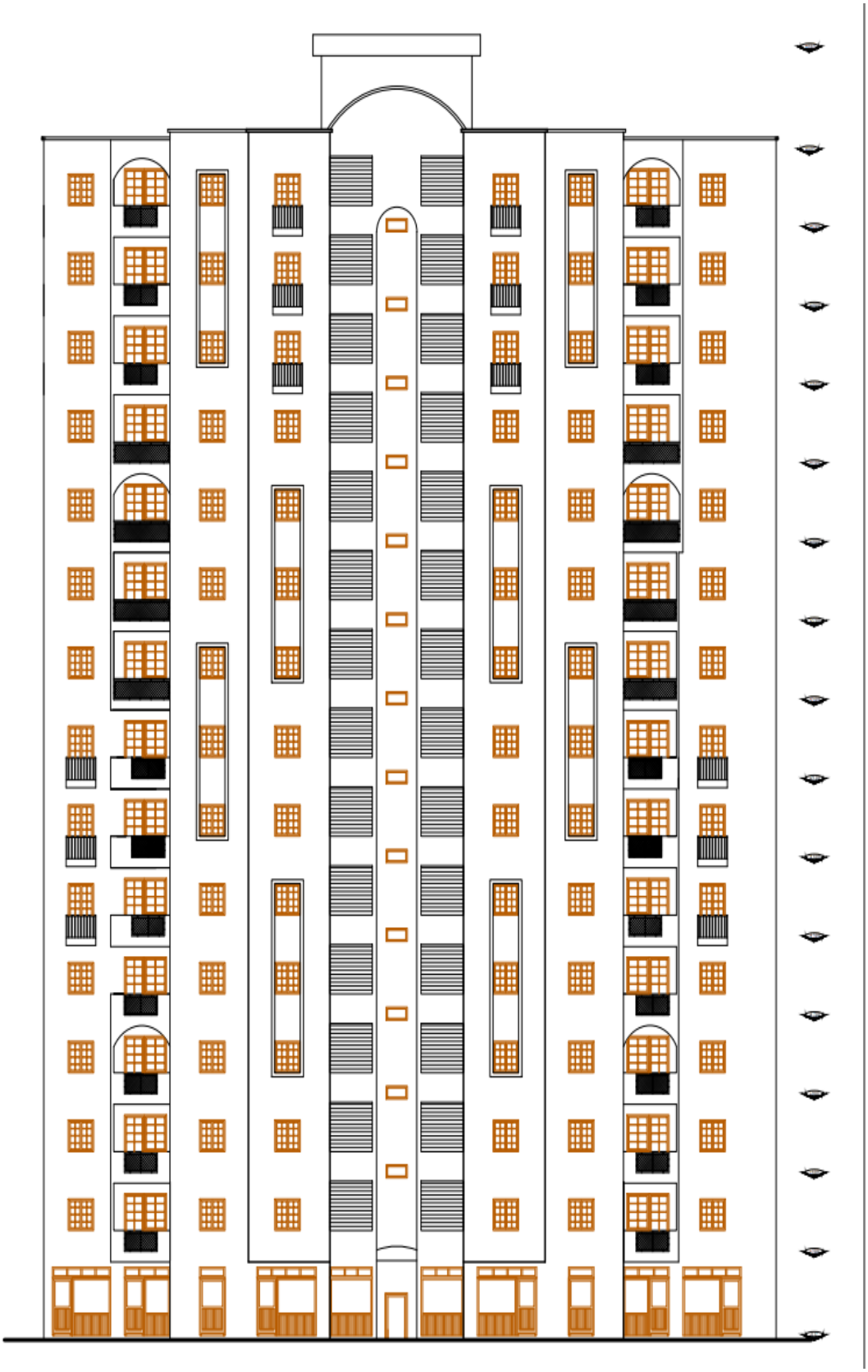
L'étude de ce projet nous a permis de mettre en œuvre les connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur d'état des travaux publics au sein de l'ENSTP et elle nous a permis ainsi, de maîtriser l'outil informatique nécessaire (Logiciels de calcul et de conception des structures) qui joue un rôle très important dans la réussite d'une telle étude.

En fin, ce modeste travail n'est qu'un début pour notre vie active qui nous permettra de bien réfléchir à une conception avant d'entamer le calcul d'une structure.

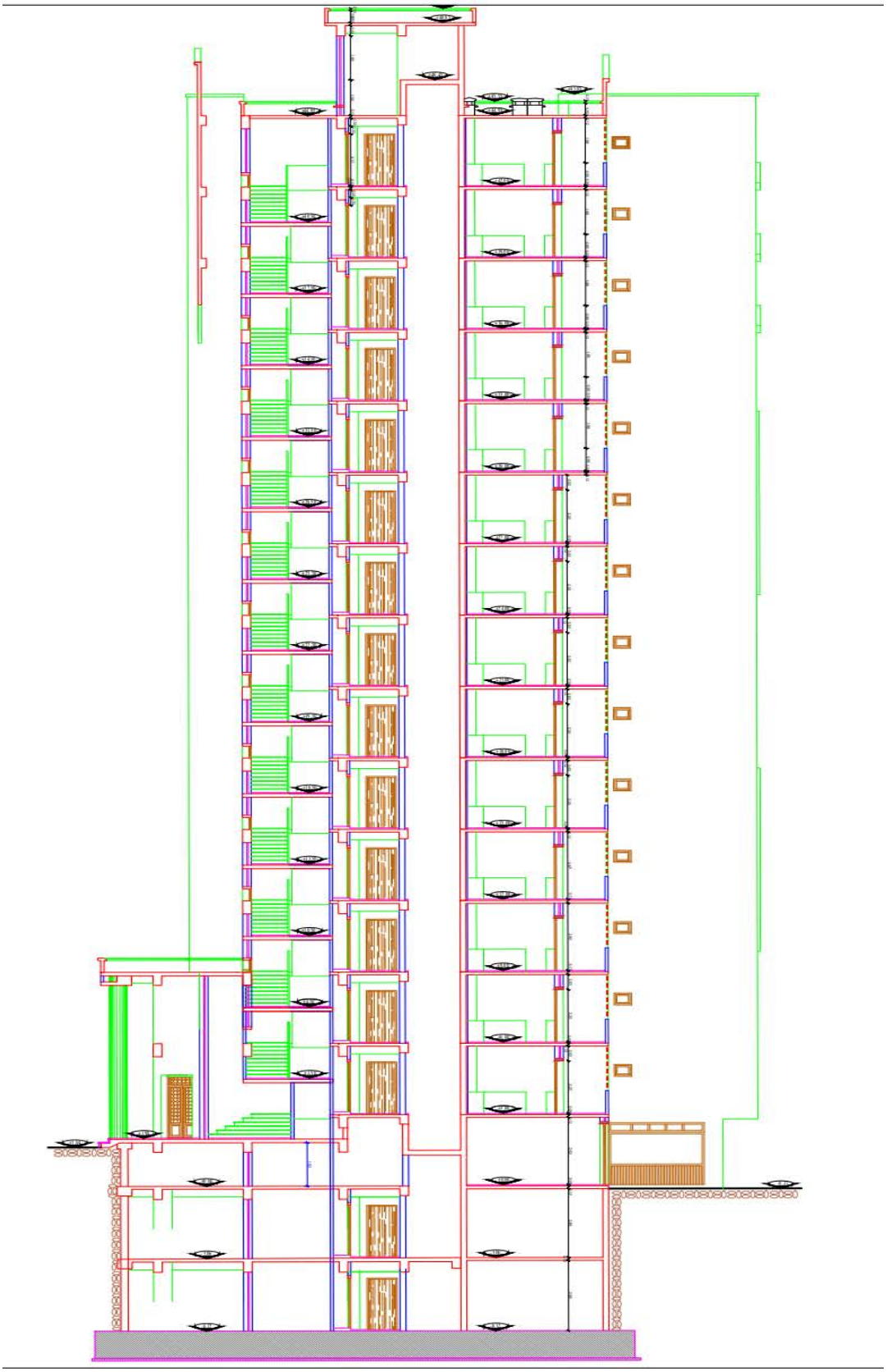
ANNEXE

ENSTP 2022/2023

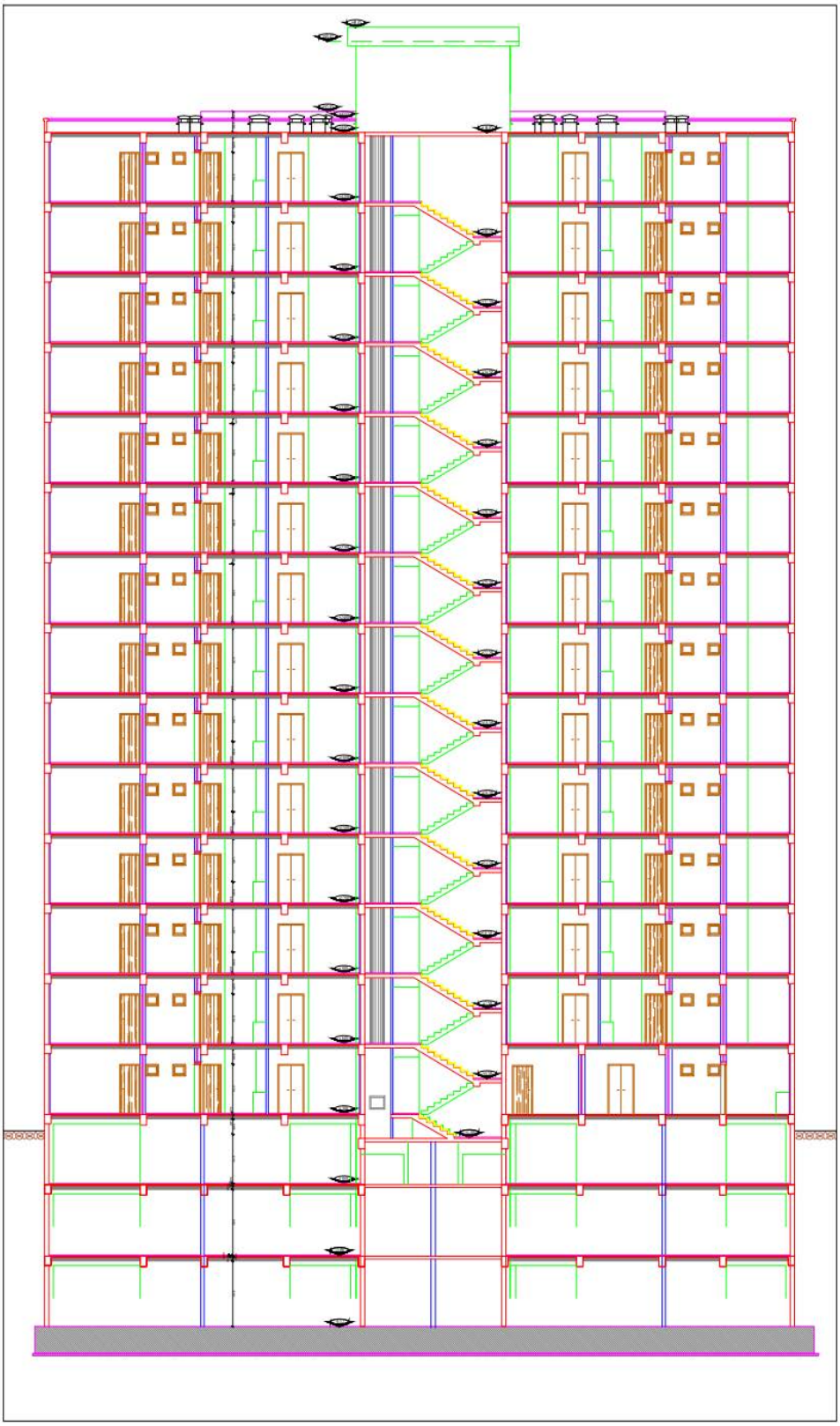
ANNEXE A



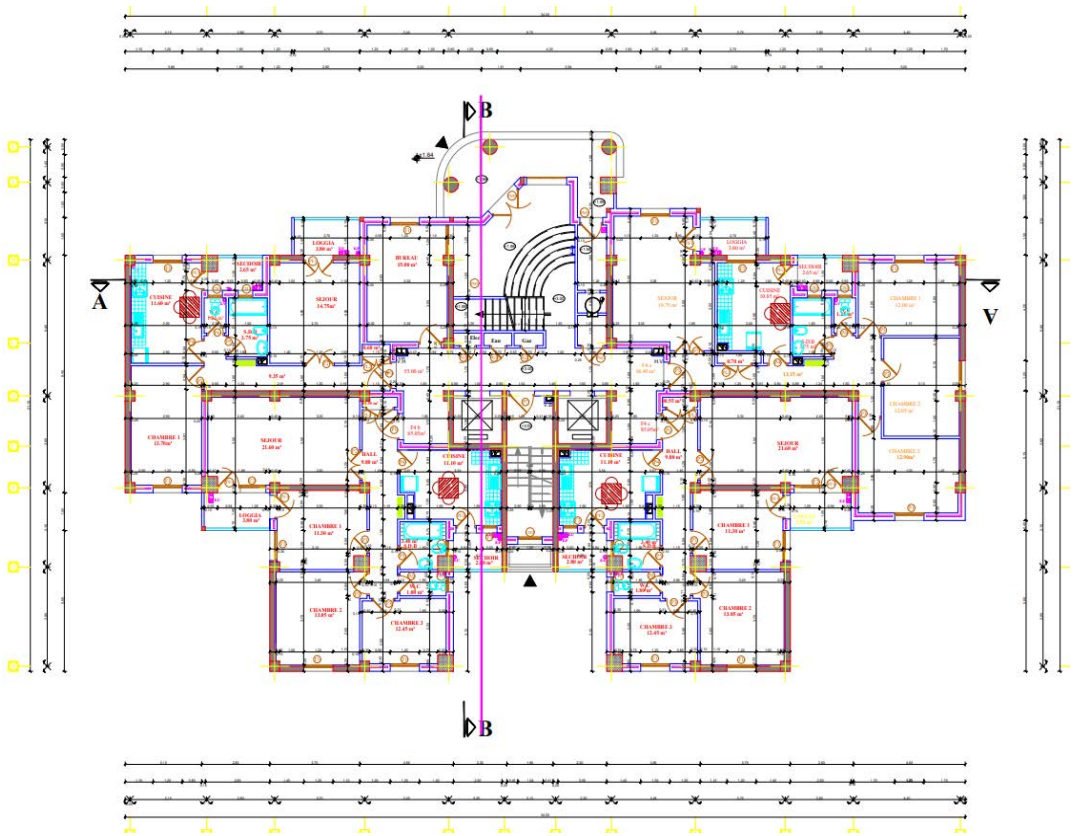
PLAN DE LA 2EME FACADE.



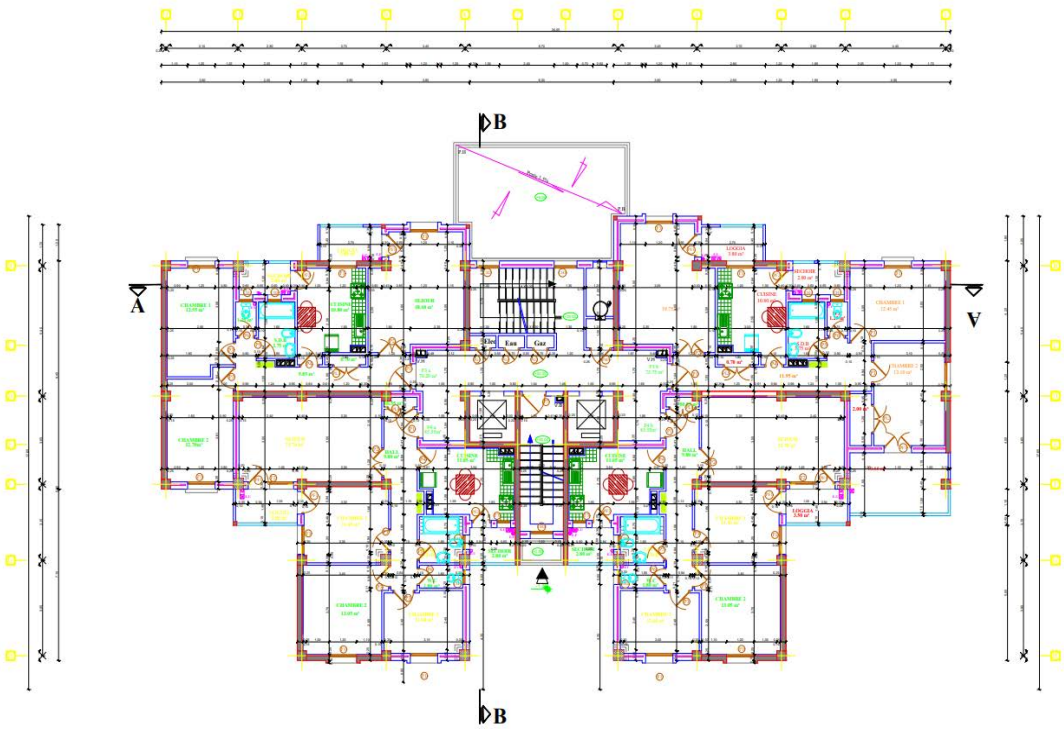
COUP B-B



COUP A-A



PLAN 1re ETAGE.



PLAN ETAGE COURANT.

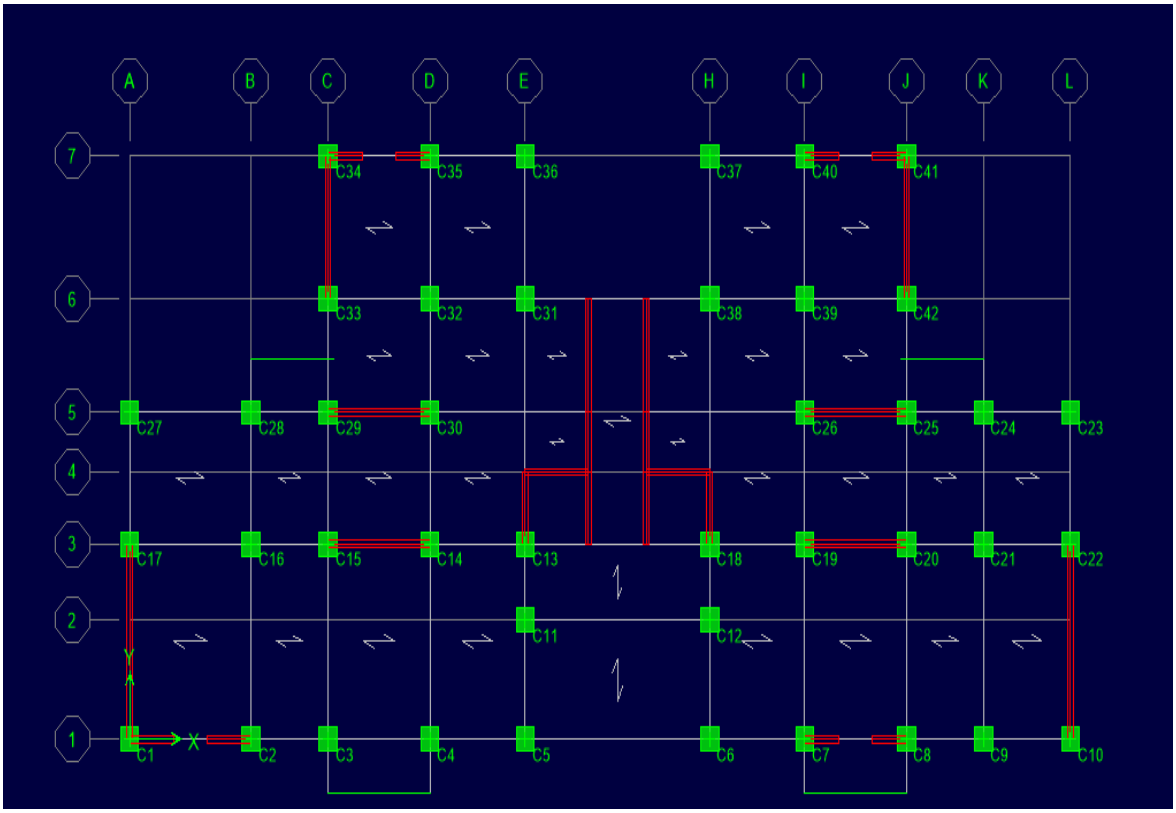
ANNEXE B

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

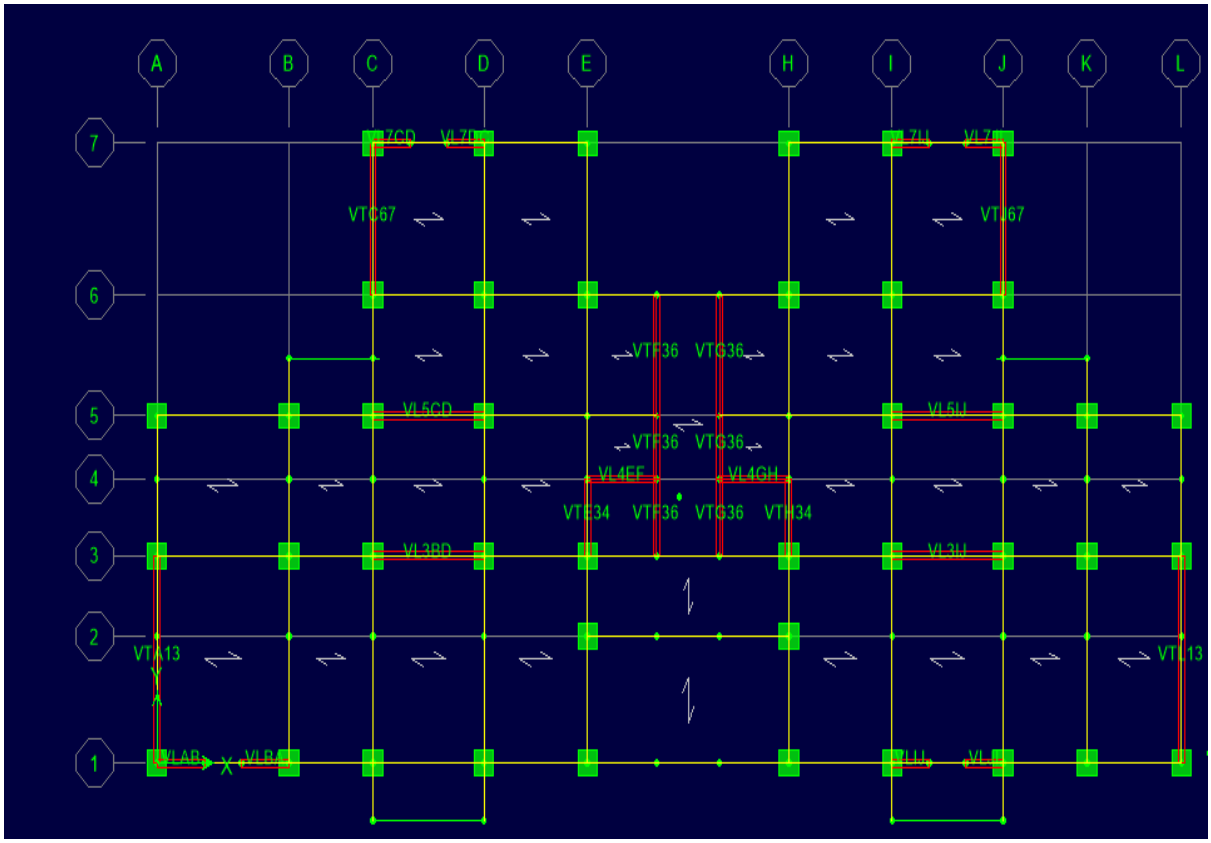
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

SECTION DES ARMATURES.



POSITIONNEMENT DES POTEAUX



POSITIONNEMENT DES VOILES.

BIBLIOGRAPHIE

📖-Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003).

📖-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

📖-Règles neige et vent. (RNVA2013).

📖- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

📖-Cours de béton armé 4éme année. (ENSTP).

📖-Cours de mécanique des sols 4éme année. (ENSTP).

📖-Cours de mécanique des structures 4éme année. (ENSTP).

📖- Projets de fin d'études.

📖-Document technique réglementaire : DTR BC22, charges permanentes et charges d'exploitation.