REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION EN RDC + 5 ETAGES CONTREVENTE PAR DES VOILES EN BETON ARME

Présenté par :

HADIBI Ismail

Dirigé par :

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2019

REMERCIMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord le grand Dieu de nous avoir réalisé ce modeste travail

Notre plus grande reconnaissance s'adresse à nos parents qui nous ont encouragé et soutenu sans relâche tout au long de nos études.

Nous tenons à exprimer nos profondes gratitudes à notre promoteur SAFIDDINE Salim pour ses conseils et son aide précieuse.

Nos sincères remerciements vont également à tous l'équipe du CTC de génie civil qui nous offre tout se savoir.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce projet

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

DEDICACES

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices

A ma mère et mon père, pour leurs bravoures et leur amour sans cesse renouvelé... Que ce présent soit le témoignage de ma reconnaissance et qu'il fasse l'objet de ma fierté. Puisse dieu te permettre de jouir du produit de ton effort.

A toute la famille HADIBI etBOUTOIL sans exception.

A monfrères et masœur : Romayssa, Youcef.

A mes oncles: Mourad, Noureddine, Abderrahmane, Sofiane, Adel, Samir, Bilal, Et leurs Femmes et ceux enfants

A mes tantes : Soraya, Djamila, Zahra, kanza, Firouze, Amel

Et leurs Hommes et ceux enfants

A tous mes collègues de ma promotion.

À ceux qui me connaissent, et surtout qui m'aiment

Je dédie ce modeste travail.

Ismail .

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابقأرضي + خمسة طوابق) ,
و المقرر بناؤها في حسين داي بولاية الجزائر العاصمة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III**.
مقاومة البناية لكل الحمولات العموديةوالأفقية مضمونةومحققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.
قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99».
- قواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».
- . الدراسة الزلزالية تمتأساسا على تقنيات حساب الهياكل.

الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس ,الدراسة الزلزالية .

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation en béton armé comportant RDC+5 étages, qui sera implanté à Hussein Dey -Wilaya d'Alger-, classée selon le « RPA99 version2003 » comme une zone de forte séismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par unPortiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul ETABS V9.7.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Mots clés : structure, ferraillage, Béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project consists in studying a building with habitation use containing of (Ground floor+5floors), Which will be established in Hussein Dey, – in Algeria-classified according to «RPA99 version2003 » like an area of high seismicity (ZONE III).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99).

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software ETABS V9.7.

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the prescriptions of the report of ground.

Keys words: construction, reinforced concrete, foundation, seismic study.

ABREVIATION ET NOTATIONS

Majuscule romaines

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscule romaines

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc_{28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft_{28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Autres notations

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

TABLE DES MATIERE

I- INTRODUCTION

I.1- DESTINATION 01
I.2- CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE 01

II- PREDIMENSIONNEMENT

II.1-LES PLANCHERS 14
II.2- MAÇONNERIE 15
II.3-LES POUTRES 18
II.4-LES POTEAUX 19
II.5- LES VOILES 23

III- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1- L'ACROTERE 24
III.2-CALCUL DES POUTRELLES 26
III.3- Méthodes de calcul 28
III.4- Calcul des poutrelles 29
III.5- Ferraillage de la table de compression 30
III.6- CALCUL DES DALLES PLEINES 32

IV- ETUDE DYNAMIQUE

IV-1- INTRODUCTION 42
IV-2- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 42
IV-3- MODELISATION DE LA STRUCTURE 47
IV-4- ETUDE SISMIQUE 49

V- CALCUL DU FERRAILLAGE

V-1- INTRODUCTION 60
V-2- LES COMBINAISONS DES CHARGES 60
V-3- RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS 60
V-4- FERRAILLAGE DES POUTRES. 61
V-5- FERRAILLAGE DES POTEAUX 73
V-6- FERRAILLAGE DES VOILES 75
V-7- FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES 80

VI- CALCUL DES FONDATIONS

VI-1- INTRODUCTION 83
VI-2- RECONNAISSANCE DU SOL 83
VI-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATION 84
VI-4- CALCUL DES FONDATIONS 86
VI-5- VERIFICATION AU RENVERSSEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS DES POTEUX 87
VI-5- VERIFICATION AU RENVERSSEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS DES VOILES 94
VI-6- VERIFICATION DU POINCONNEMENT 96
VI-7- LES LONGRINES 100

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié 09

Figure I.2 : Représente plant du rez-de-chaussée 10

Figure I.3 : Représente plant du l'étagecourant 10

Figure I.4 : Représente plant du terrasse 11

Figure I.5 : Représente la coupe du bâtiment 11

Figure I.6 : Représente plant de façade 12

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II .1: Plancher à corps creux 17

Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité 20

Figure II.3: Coupe de voile en élévation 23

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent 24

FigureIII.2 : Ferraillage de l'acrotère 24

Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles 26

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a)terrasse et b)EC 27

Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher a) terrasse et b) EC 27

Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC 28

Figure III.7 : Diagrammes des moments à ELU du planchera) terrasse et b) EC 28

Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher: a) terrasse et b) EC 28

Figure III.9 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC 29

Figure III.10 : Les sections considérées pour calculer ferraillage des poutrelles 29

Figure.III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis à l'étage terrasse 30

LISTE DES FIGURES

Fig.III.12 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis à l'étage courant 31

Figure III.13 :Disposition des armatures de la dalle de compression 32

Figure III.14 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine 32

Figure III.15:Dimensions de l'escalier 34

Figure III.16:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués àl'escalier 36

Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S 37

Figure III.18: Schéma statique équivalent de la poutre palière 39

Figure III.19: Efforts internes dans la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS 39

CHAPITRE IV

ETUDEDYNAMIQUE

Figure IV.1: disposition du voile 44

Figure IV.2. Modélisation de la structure dans un fichier ETABS VERSION 9.7 47

FigureIV.3. Spectre de réponse 48

FigureIV.4. Le comportement des trois premiers modes 49

FigureIV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement 52

FigureIV.6. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 53

FigureIV.7. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 53

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1 Les armatures des poutres porteuses de terrasse sauf les 3 travées élancées 65

Figure V.2Les armatures des poutres porteuses de 3 travées élancées de terrasse 66

Figure V.3 Les armatures des poutres porteuses dans le sens secondaires 66

Figure V.4 Les armatures des poutres non porteuses dans le sens secondaires 66

Figure V.5 Les armatures des poutres non porteuses le plusdéfavorabl 67

Figure V.6 Ferraillage des poteaux 73

Figure V-7 Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1, V3, V4, V5, V6, V8) de (RDC et 1^{er}) 78

Figure V.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1, V3, V4, V5, V6, V8) de (2^{eme} et 3^{eme}) 78

LISTE DES FIGURES

Figure. V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V1, V3, V4, V5, V6, V8) de (4^{eme} et 5^{eme}) 79

Figure. V.10. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V2, V7) de (RDC et 1^{er}) 79

Figure. V.11. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V2, V7) de (2^{eme} et 3^{eme}) 79

Figure. V.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V2, V7) de (4^{eme} et 5^{eme}) 79

Figure. V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles 78

CHAPITRE IV

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1. Les bulles de pression 84

Figure VI.2. Schéma des semelles filantes 85

Figure VI.3. Semelle filante sous poteaux et voile 91

Figure Ferraillage des longrines.VI.5 99

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 13

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux) 15
Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux) 15
Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse) 16
Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Terrasse) 16
Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison 17
Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison 17
Tableau II.7: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau 22
Tableau II .8: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau 22
Tableau II .9: Détermination des sections des voiles 23

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau.III.1 :Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté 24
Tableau.III.2 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasseà l'ELU 26
Tableau.III.3 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU 26
Tableau.III.4 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasseà l'ELS 27
Tableau.III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS 28
Tableau III.6 : Les moments maximums aux appuis et en travées 29
Tableau III.7 :Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée 30
Tableau III.8 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS 30
Tableau III.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 30
Tableau III.10 : Vérification de la flèche 31
Tableau III.11 : Combinaisons des charges de la dalle pleine 33
Tableau III.12 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine 33

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.13 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine 33
Tableau III.14 : Vérification contrainte à ELS 34
Tableau III.15 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS 34
Tableau III.16 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine 34
Tableau III.17 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 35
Tableau III.18 : Evaluation des charges permanentesde la paillasse de l'escalier 35
Tableau III.19 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier 36
Tableau III.20 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier 36
Tableau III.21:Calcul des sections d'acier de l'escalier 37
Tableau III.22 :Vérification de la contrainte tangentielle 37
Tableau III.23 :Vérification à l'E.L.S 38
Tableau III.24 :Vérification de la flèche de l'escalier 38
Tableau III.25 :Prédimensionnement de la poutre palière 39
Tableau III.26 :Ferraillage de la poutre palière 40
Tableau III.27 : Vérification à l'ELU de la poutre palière 40
Tableau III.28 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière 40
Tableau III.29 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière 40
Tableau III.30: Vérification de la flèche de la poutre palière 41

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1: Calcul du centre de masse et centre d'inertie 43
Tableau IV.2: Calcul de l'excentricité théorique 44
Tableau IV.3: Calcul de l'excentricité accidentelle 45
Tableau IV.4: Calcul de l'excentricité totale 45
Tableau IV.5: Détermination du coefficient de comportement R de la structure 47
Tableau IV.6: Détermination du facteur de qualité Q du bloc 48
Tableau IV.7: Le comportement des trois premiers modes 50
Tableau IV.8: Périodes et coefficients de participation massique 50
Tableau IV.9: Calcul de la force sismique (M.S.E) 51
Tableau IV.10:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 52
Tableau IV.11: Forces sismiques selon la hauteur suivant X et y 53
Tableau IV.12: Calcul du moment de renversement 54
Tableau IV.13 : Calcul du moment stabilisant 54
Tableau IV.14 : Vérification de stabilisation 54
Tableau IV.15 : Vérification l'effet P-Δ sens X 55

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.16 : Vérification l'effet P-Δ sensY 55
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X 56
Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étages sensY 56
Tableau. IV.19 : Vérification des contraintes de cisaillement 57

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.1: Ferraillage longitudinal des poutres porteuses de terrasse 61
Tableau V.3: Ferraillage longitudinal des poutres porteuses d'étage courant 61
Tableau V.5: Ferraillage longitudinal de poutre non porteuse le plus défavorable 62
Tableau V.6: vérification à l'E.L.S des poutres porteuses 62
Tableau V.7: vérification à l'E.L.S des poutres secondaires 63
Tableau V.8.Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuses 63
Tableau V.9: Section d'armatures transversales des poutres porteuses et non porteuses 64
Tableau V.10: Vérification de la flèche des poutres 65
Tableau V.11: Effort et section d'acier adopté pour les poteaux 69
Tableau V.12: Détermination des contraintes de l'acier et du béton 70
Tableau V.13: vérification des contraintes 71
Tableau V.14: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux 72
Tableau V.15: Calcul des armatures horizontales 75
Tableau V.16: Calcul des armatures verticales (V_1,V3,V4,V5,V6,V8) voiles pleins 76
Tableau V.17: Calcul des armatures verticales (V2, V7) voiles pleins (L=3.10) 76
Tableau V.18: Armatures verticales dans les voiles pleins 77
Tableau V.19. Vérification à l'ELS des armatures horizontales 78

CHAPITRE IV

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau. VI.1.Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux 86
Tableau. VI.2.Vérification des contraintes à l'ELS 86
Tableau. VI.3 .Armatures principales des semelles filantes 87
Tableau. VI.4 Armatures de répartition des semelles filantes 87
Tableau. VI.5. La vérification de la stabilité au renversement 87
Tableau. VI.6.Longueur de scellement 88
Tableau VI.7. Dimensionnement de la poutre de libage 89
Tableau VI .8. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 89

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.9. Détermination des moments de la poutre de libage 89
Tableau.VI.10 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage 89
Tableau VI.11. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 89
Tableau VI.12. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 91
Tableau VI.13.calcul des armatures transversales de la poutre de libage 91
Tableau VI.14. Vérification de la flèche pour la poutre de libage 91
Tableau VI.15**.** Dimensionnement de la semelle filante sous voile et poteaux 92
Tableau. VI.16. Vérification des contraintes à l'ELS 93
Tableau. VI.17 .Armatures principales des semelles filantes 93
Tableau. VI.18 Armatures de répartition des semelles filantes 94
Tableau. VI.19 La vérification de la stabilité au renversement 94
Tableau. VI.20.Longueur de scellement 94
Tableau VI.21. Dimensionnement de la poutre de libage 95
Tableau VI .22. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 96
Tableau VI.23. Détermination des moments de la poutre de libage 96
Tableau.VI.24. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage 96
Tableau VI.25.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELS 97
Tableau VI.26. Vérification des armatures transversales de la poutre de libage 97
Tableau VI.27. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 97
Tableau VI.28. Vérification de la flèche pour la poutre de libage 98

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE

La conception parasismique d'une structure est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements. En revanche, il ne faut pas oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

Notre étude sera menée sur un bâtiment en RDC+5, implanté à Hussein Deyqui fait partie des zones de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales Khelladi Mohamed àBerrouaghia, consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation (habitation avec des garages et locauxde commerces). Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un rez-de-chaussée (RDC) + Cinq étages. Il sera implanté à Alger, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

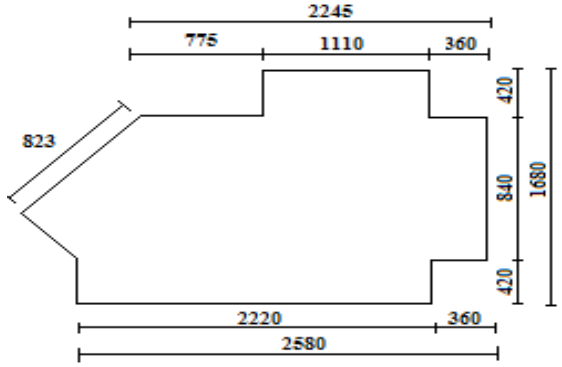


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants :**3,06m**
- Hauteur totale du bâtiment : **18,36m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11m, alors les RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiquespour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine.Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Sonrôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eaupropre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à lamise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction.Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire.En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux(béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à lacompression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres(ϕ = 16cm et H = 32cm) en béton.Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2]:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple(Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l").Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à:[2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj})est pris égal à :[2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}\ MPa \qquad \text{(I.6)}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93[2]prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur:
  1- Equilibre statique ; 1- La compression du béton ;
  2- L'ouverture des fissures ;
  3- La stabilité de forme.3- La déformation.
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur:
  2- L'ouverture des fissures ;

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standardssuivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
  - Longitudinales : HA *« fe*= 400*MPa »*
  - Transversales : RL *«fe*=235*MPa»*(si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe*= 500*MPa »*

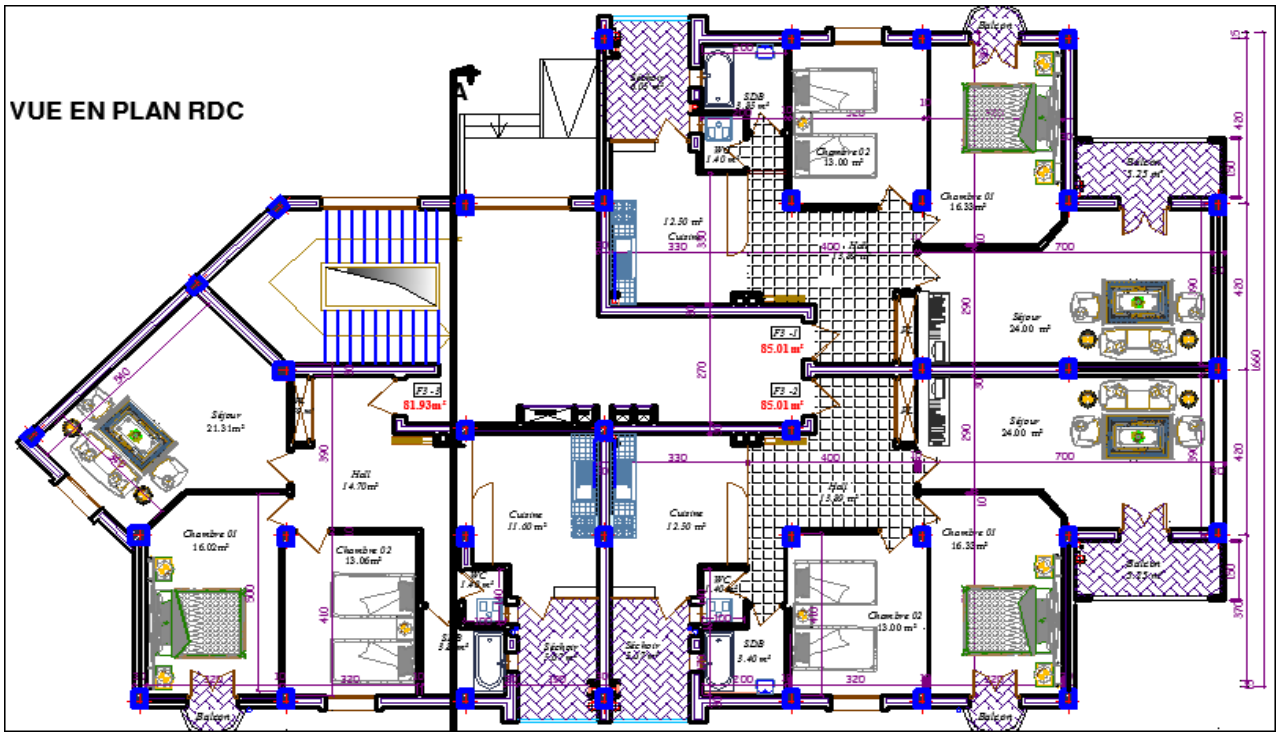


Figure I.2 : Représente plant du rez-de-chaussée

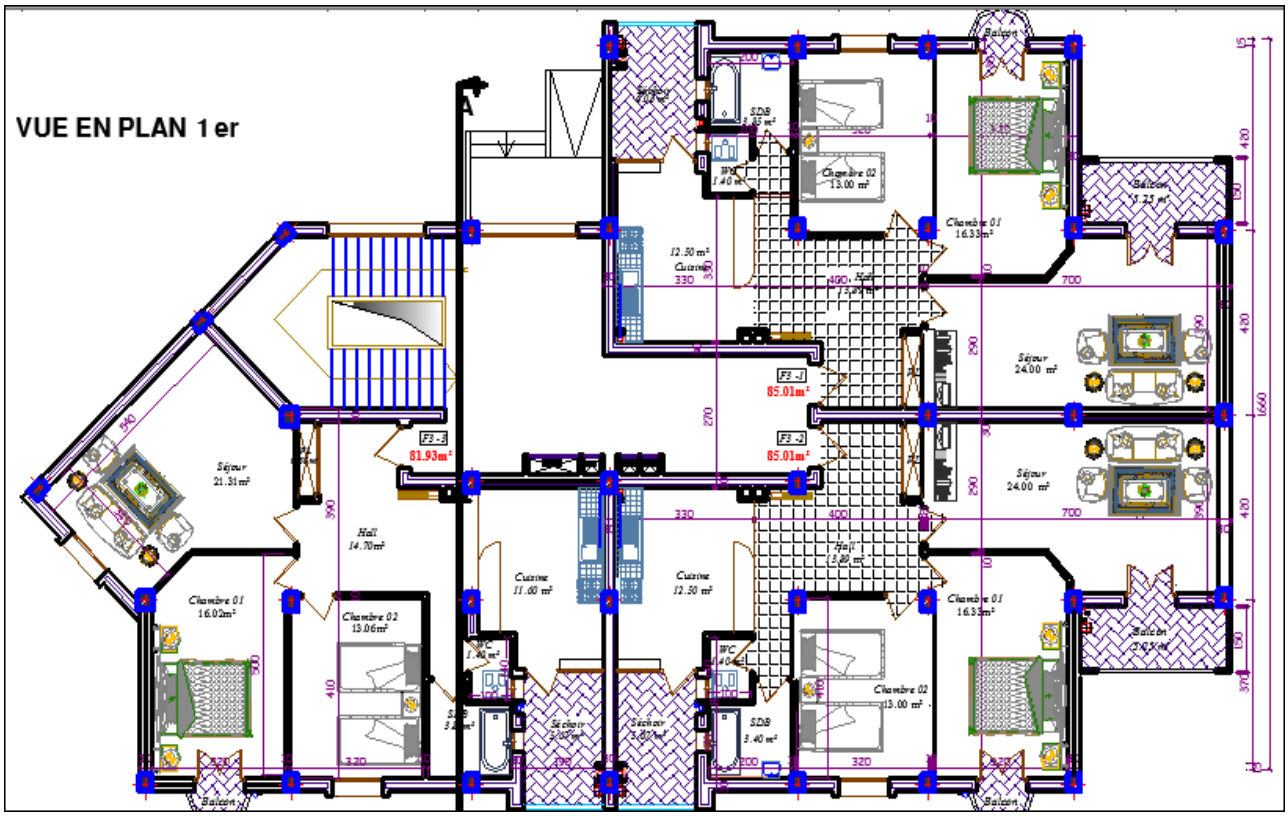


Figure I.3 : Représente plant du l'étagecourant

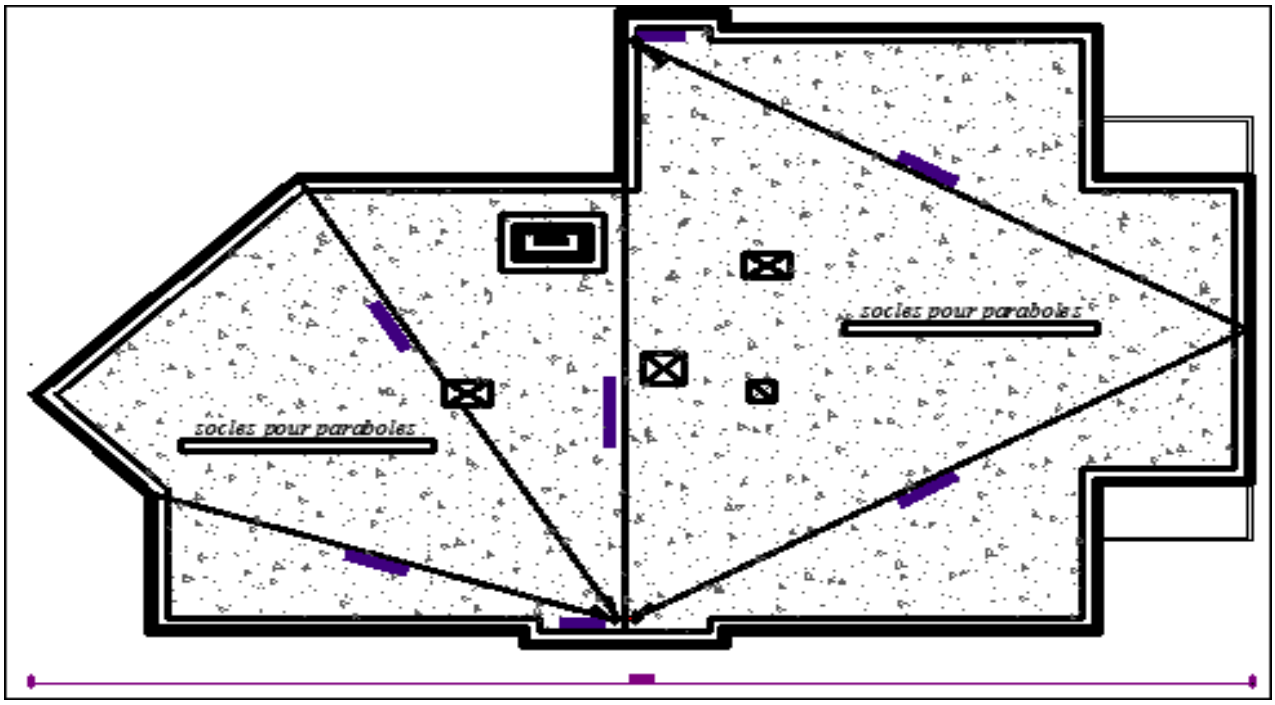


Figure I.4 : Représente plantduterrasse

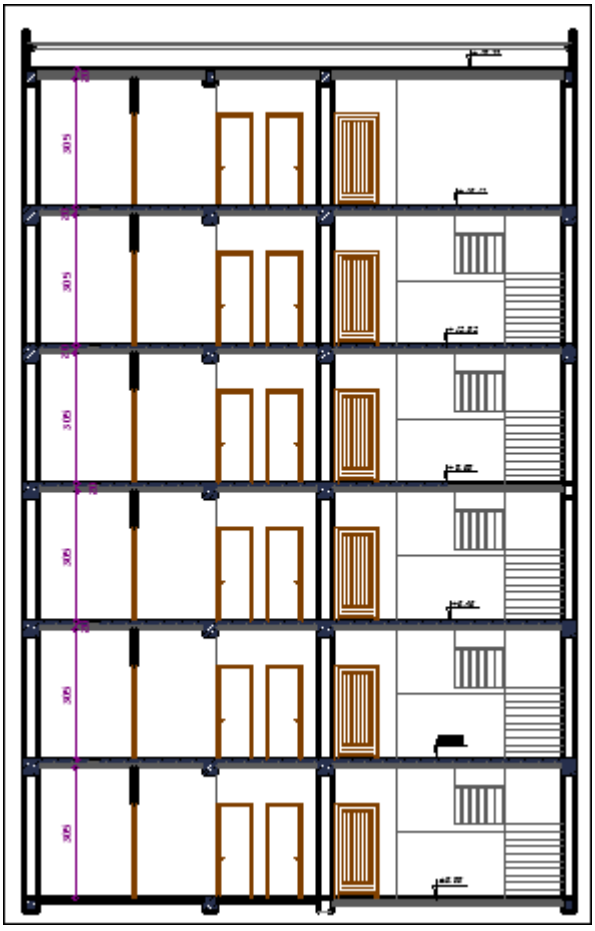


Figure I.5 : Représente la coupe du bâtiment



Figure I.6 : Représente plant de façade

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire: il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. Les plancher

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs

II.2.a- Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20) \qquad [2]$$

Avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4.50 m d'où alors $18\ cm \leq h_t \leq 22.50\ cm$

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression). Donc $h_t = (16 + 4)$ cm.

II.2.b- Dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/35) \leq ep. \leq (L\ x\ /30) \qquad [2]$$

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

L = 3.60 m d'où alors $9.42cm \leq h_t \leq 11cm$

Pour la dalle plaine on adoptera : $h_t = 15$cm

ii) Sécurité contre l'incendie

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

iii) condition d'isolation acoustique ep ≥ 15cm.

- Critère de résistance $3.60/45 \leq ep \leq 3.60/40 \Rightarrow 8 \leq ep \leq 9$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Plancher corps creux

a) Plancher terrasse

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**6.76**

b) Plancher courant

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**5.66**

II.3.2. Dalle pleine

a) Terrasse

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**7.71**

b) Etage courant

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Dalle pleine	0.15	3.75
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**6.57**

II.3.3. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
			G	**1.62**

b) Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
			G	**2.52**

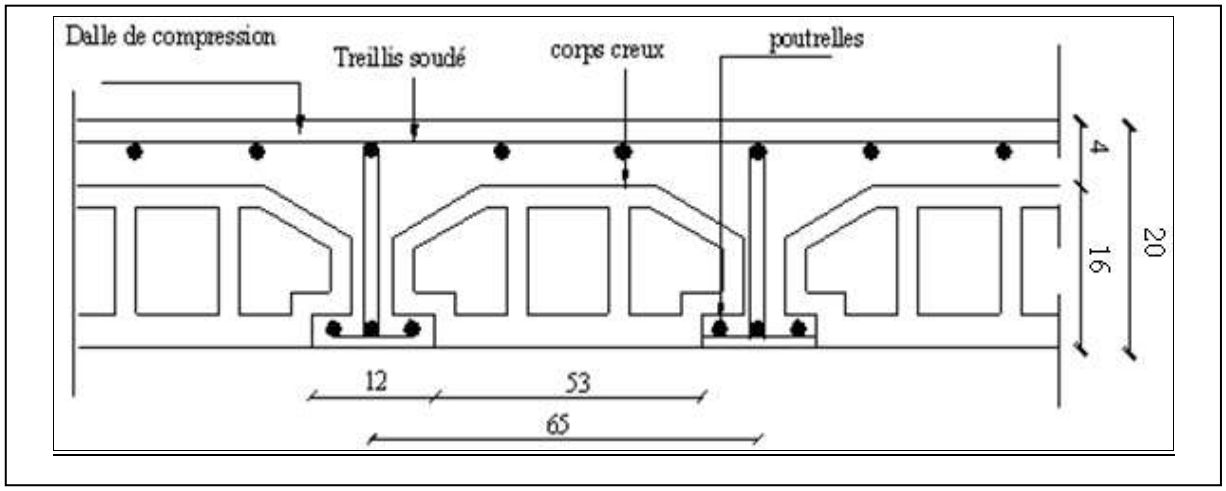


Figure II .1: Plancher à corps creux

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : Q = 1kN/m^2. [4]

b) Surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5kN/m^2 [4]

II.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T. leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

II.4.1. Prédimensionnement

Elles sont pré dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA93) à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis). Comme suit:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad 0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h \qquad [1]$$

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99

$B \geq 20cm$

$H \geq 30cm$ [1]

$H/b \leq 4.0$

$B\ max \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq max\ (b1/2.\ h_1/2)$

II.4.3. Poutres principales

On a L_{max}= 5.40 m

Alors : $36 \leq h \leq 54$ On prend h = 40 cm

Et $12.00 \leq b \leq 28.00$ On prend b = 30 cm

-Vérification selon le RPA99

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 30 > 20 cm (C.V)

h = 40 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.33 ≤ 4.0 (C.V)

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires

On a **:** L_{max} = 4.20 m

Alors : 28.00 cm ≤ h ≤ 42.00 cm On prend h = 30 cm

Et $10.50 \leq b \leq 24.50$ On prend b = 30 cm

-Vérification selon le RPA99

b = 30 > 20 cm (C.V)
h = 30 > 30 cm (C.V)
h/b = 1.20 ≤ 4 (C.V)

Conclusion

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.5. Les poteaux

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but. L'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation: donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha} \qquad [1]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad [1]$$

Avec: $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique

L_f**=0.7** L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

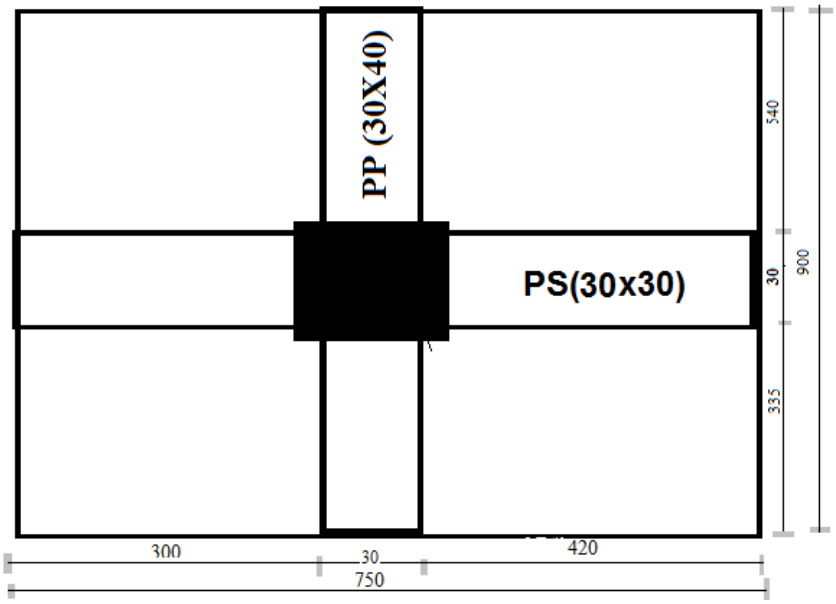


Figure I.2: Représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (7.50-0.30) x (9.0-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=62.64 m²**

- Surface totale :

S_t=7.50x9.00 $\Rightarrow$ **St=67.5 m²**

-Niveau (5éme étage)

$G_{palncher}$ = 6.76 x 62.64 = 423.44 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.35 x 0.35 x 3.06 x 25 = 9.37 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(8.70x0.30x0.40) + (7.20x0.30x0.30)] = 42.3 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} =423.44 +9.37 +42.3 = **475.11 kN**

-Niveau (4eme étage)

$G_{palncher}$ = 5.66 x 62.64 = 354.54 kN

G_{poteau} = 0.35 x 0.35 x 3.06 x 25 =9.37 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(8.70x0.30x0.40) + (7.20x0.30x0.30)] = 42.3 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 354.54 +9.37 +42.3 = **406.21 kN**

-Niveau (3eme étage)

$G_{palncher}$ = 5.66 x 62.64 = 354.54 kN

G_{poteau} = 0.40 x 0.40 x 3.06 x 25 =12.24 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(8.70x0.30x0.40) + (7.20x0.30x0.30)] = 42.3 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 354.54 +12.24 +42.3 = **409.08 kN**

- Niveau (2eme étage)

$G_{palncher}$ = 5.66 x 62.64 = 354.54 kN

G_{poteau} = 0.40 x 0.40 x 3.06 x 25 =12.24 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(8.70x0.30x0.40) + (7.20x0.30x0.30)] = 42.3 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 354.54 +12.24 +42.3 = **409.08 kN**

- Niveau (1er étage)

$G_{palncher}$ = 5.66 x 62.64 = 354.54 kN

G_{poteau} = 0.45 x 0.45 x 3.06 x 25 =15.50 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(8.70x0.30x0.40) + (7.20x0.30x0.30)] = 42.3 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 354.54+15.50+42.30 = **412.33 kN**

- Niveau (RDC)

$G_{palncher}$ = 5.66 x 62.64 = 354.54 kN

G_{poteau} = 0.45 x 0.45 x 3.06 x 25 =15.50 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(8.70x0.30x0.40) + (7.20x0.30x0.30)] = 42.3 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 354.54+15.50+42.30 = **412.33 kN**

- Loi de dégression (Annexe 6)

Effort normal de résistance $\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \overline{\mathbf{N}}_{\mathbf{u}} = \mathbf{N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$

- Le tableur Tableau II-7 représente l'effort normal ultime Nu de chaque niveau dans les calcule des poteaux.

Tableau II .7: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} x St (du niv)	$Q_{cumulée}$		
5	475.11	475.11	67.5	67.5	742.64	816.904
4	406.21	881.32	101.25	168.75	1442.90	1587.19
3	409.08	1290.4	101.25	470.00	2447.04	2691.744
2	409.08	1699.48	101.25	571.25	3151.17	3466.287
1	412.33	2111.81	101.25	672.50	3859.70	4245.67
RDC	412.33	2524.14	101.25	773.75	4568.21	5025.031

II.5.3. Predimensionnement des poteaux

Tableau II .8: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	cm^2	cm^2	cm^2			cm^2	kN	kN	
4eme	35 x 35	1.22	2.14	21.35	0.79	1089	1442.90	1587.19	CV
2eme	40 x 40	1.60	2.14	18.55	0.80	1444	3151.17	3466.28	CV
RDC	45 x 45	2.02	2.14	16.48	0.81	1849	4568.21	5025.03	CV

- Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b_1. h_1) $\geq$ 30 cm. En zone III
- Min (b_1. h_1) $\geq$ h_e / 20
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

Donc. pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (35, 35) = 35 cm ≥ 30 cm. (C.V)

Min (35, 35) =30 cm ≥ 306/20 =15.3 cm (C.V)

1/4 < 35/35 = 1 < 4 (C.V)

Conclusion

Toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes**.**

II.6. LES voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

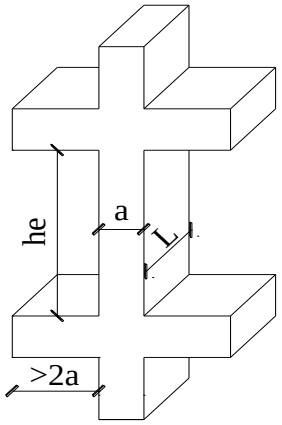


Fig. II-3: Coupe de voile en élévation.

Leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

On a : he =h-Ps ; L ≥ 4a

Pour notre structure: **a ≥** MAX (he / 22. 15 cm). [2]

En revanche he =3.06-0.30= 2.76 m (pour les étages courants et le RDC).

On trouve : (he/22) = 12.54 cm alors ; **a** ≥ max (12.32cm ; 15cm)= 15 cm.

Donc. on adopte les épaisseurs suivantes

Tableau II .9: Détermination des sections des voiles

Etage	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**
L'épaisseur (cm)	15	15	15	15	15

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur. encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul SOCOTEC. ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant. la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal. avec leurs espacements.

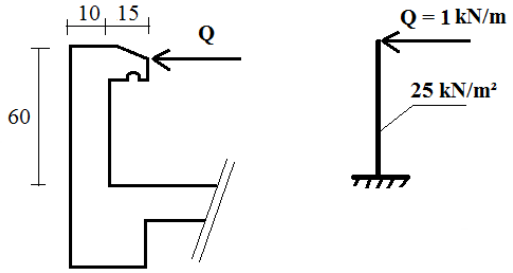


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	1.875	0.60	0.17	0	2x5HA8 =2x2.51	2x4HA8 = 2x2.01	25	20

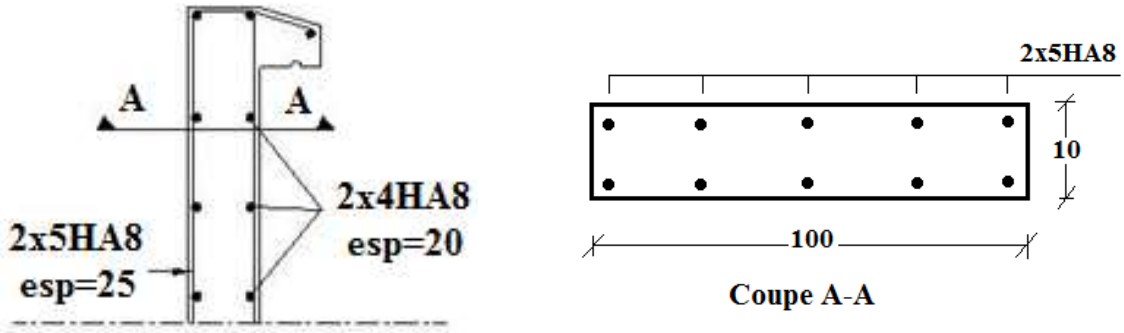


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en BA. disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (Get Q). en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle. c.à.d:(2x (0.65/2)xL). Cependant. la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet. le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage(annexe1). comme il est comme suite :

III.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN. qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires. on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe 1). Il y a une méthode simplifiée. consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0. on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas. on arrive à une distance égale à 1.00 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton. l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés. on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 6 travées ;
- Poutrelle à 3 travées.

Pour étudier les poutrelles. on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe A).Si ses conditions ne sont pas remplies. on fait le calcul par une méthode plus rugueuse. Dans ce cas. il s'agit de la méthode de Caquot (annexe 1).

Tableau.III.2 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU

travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.91	3.50	3.50	10.58	2.12	9.79	4.63	9.90	-14.29
BC	6.91	4.30	3.44	15.97	9.79	7.90	7.12	15.30	-14.42
CD	6.91	3.30	2.64	9.41	7.90	8.48	1.22	11.23	-11.57
DE	6.91	4.50	3.60	17.49	8.48	9.28	8.62	15.37	-15.73
EF	6.91	3.10	3.10	8.30	9.28	1.66	2.83	13.17	-8.25
FG	6.91	3.50	3.50	10.58	1.66	2.12	5.05	14.05	-10.14

Tableau.III.3 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.39	3.50	3.50	9.78	1.96	9.05	4.28	9.15	-13.21
BC	6.39	4.30	3.44	14.77	9.05	7.31	6.59	14.14	-13.33
CD	6.39	3.30	2.64	8.70	7.31	7.84	1.13	10.38	-10.70
DE	6.39	4.50	3.60	16.17	7.84	8.58	7.97	14.21	-14.54
EF	6.39	3.10	3.10	7.68	8.58	1.54	2.62	12.18	-7.63
FG	6.39	3.50	3.50	9.78	1.54	1.96	4.67	12.99	-9.38

- ***Type 1 : poutrelle à 6 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))***

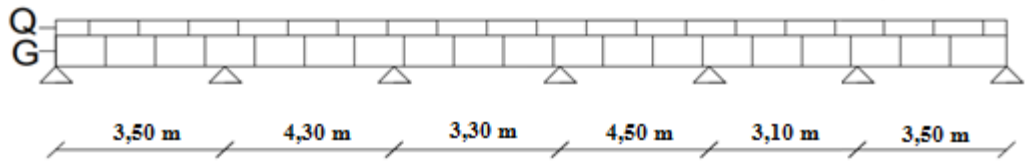
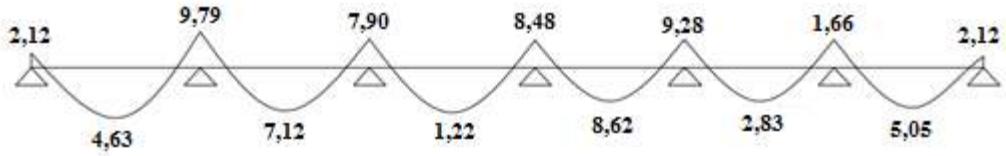
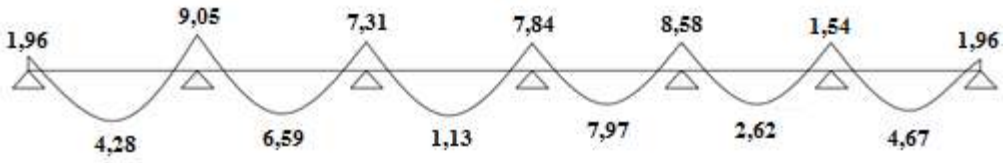


Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

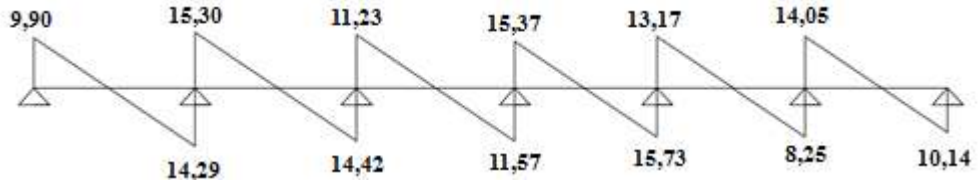


a)

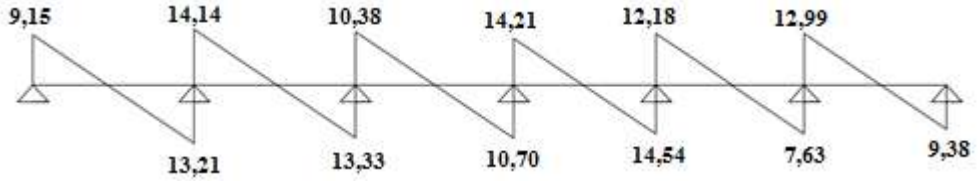


b)

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC



a)

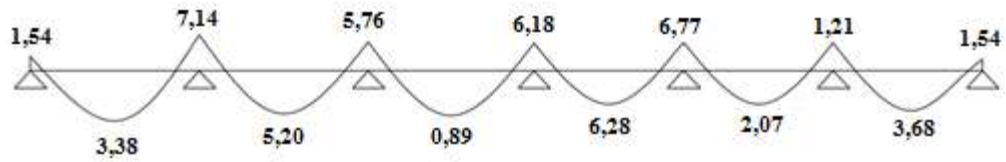


b)

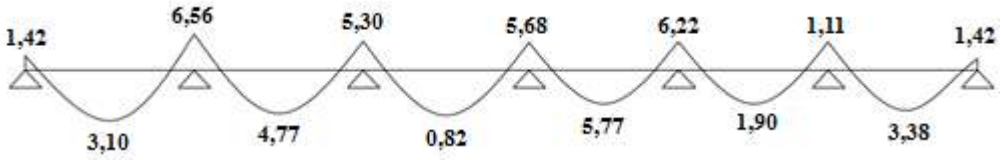
Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.4 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS

travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KN m)	M_e (KNm)	M_t
AB	5.04	3.50	3.50	7.72	1.54	7.14	3.38
BC	5.04	4.30	3.44	11.65	7.14	5.76	5.20
CD	5.04	3.30	2.64	6.86	5.76	6.18	0.89
DE	5.04	4.50	3.60	12.76	6.18	6.77	6.28
EF	5.04	3.10	3.10	6.05	6.77	1.21	2.07
FG	5.04	3.50	3.50	7.72	1.21	1.54	3.68



a)



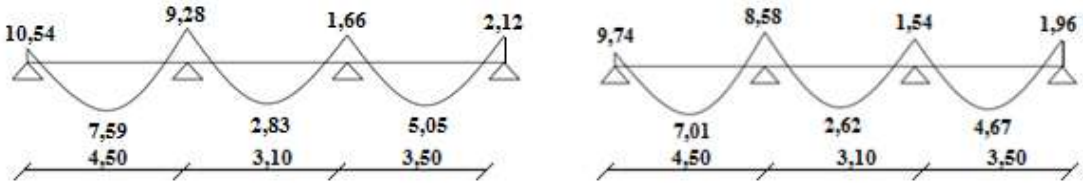
b)

Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

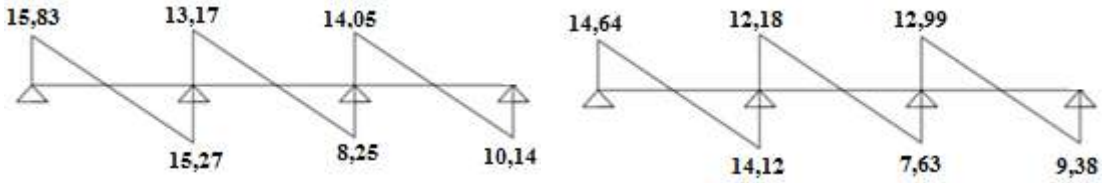
travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.63	3.50	3.50	7.09	1.42	6.56	3.10
BC	4.63	4.30	3.44	10.70	6.56	5.30	4.77
CD	4.63	3.30	2.64	6.30	5.30	5.68	0.82
DE	4.63	4.50	3.60	11.72	5.68	6.22	5.77
EF	4.63	3.10	3.10	5.56	6.22	1.11	1.90
FG	4.63	3.50	3.50	7.09	1.11	1.42	3.38

- ***Type 2 : poutrelle à 3travées (plancher terrasse et étage courant (EC))***



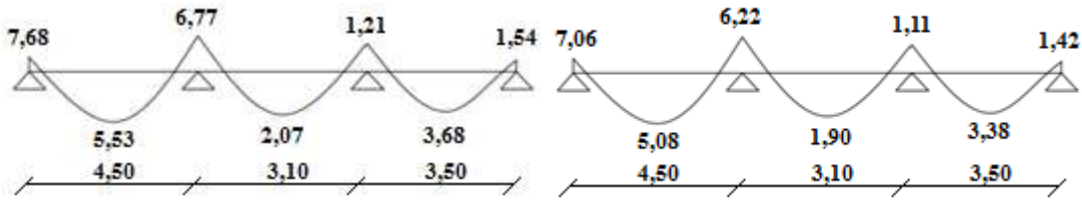
a) b)

Figure III.7 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher : a) terrasse et b) EC



a) b)

Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher : a) terrasse et b) EC



a) b)

Figure III.9 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

D'après ce qui précède. les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2. à l'étage courant à la terrasse :

Tableau III.6 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
Terrasse	9.79	7.14	8.62	6.28
EC	9.05	6.56	7.97	5.77

a) Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul SOCOTEC pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.10.

Pour le ferraillage. on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont données en (annexe2). Par contre. on va utiliserons acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

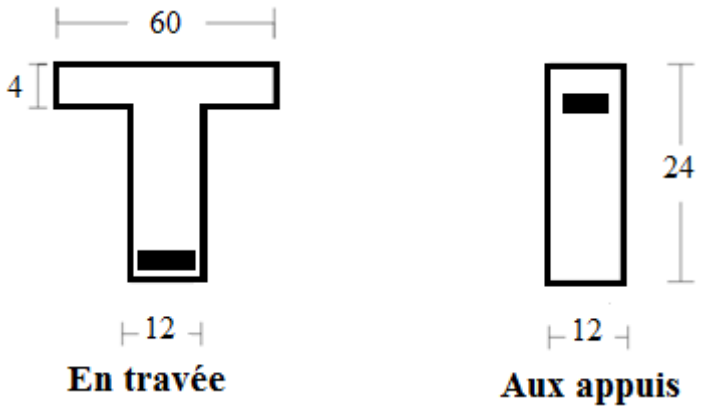


Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.7 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Aux appuis	Terrasse	9.79	0.79(E500) 0.66(E400)	1HA10+1HA10 = 1.57
	EC	9.05	0.79(E500) 0.54(E400)	1HA10+1HA10 =1 .57
En travée	Terrasse	8.62	1.12 (E500)	2HA10 = 1.57
	EC	7.97	1.03 (E500)	2HA10=1 .57

b) Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.8)

Tableau III.8 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	6.28	7.14	8.20	9.32	15	6.28
EC	5.77	6.56	7.53	8.56	15	5.77

c) Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	15.73	0.72	3.33	CV
Courant	14.54	0.67	3.33	CV

d) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe2). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas. on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en (annexe A).dont les résultats sont présentés dans le tableau III.10.

Tableau III.10 : Vérification de la flèche

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1.57	7.14	0.007	180.36	0.70	11.3	21207.79
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
7663.7	12824.9	8.09	14.38	6.30	9.80	CV

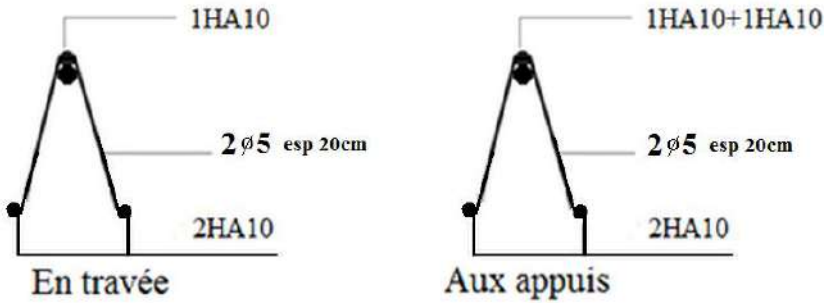


Figure .III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse

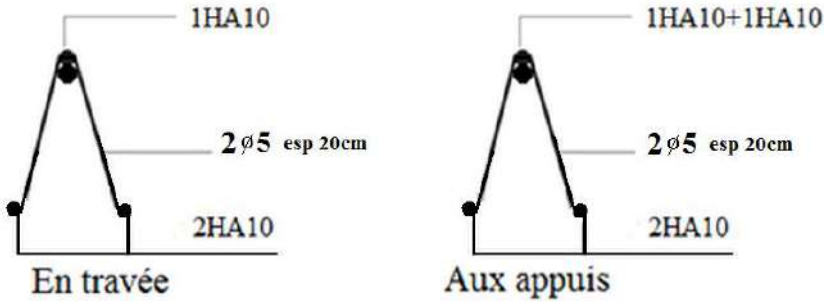


Figure .III.12 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrellesainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : \ L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE500 ($F_e = 500$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a : $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{500} = 0.48cm^2/ml$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\,\emptyset\,4.5 = 0.98cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 4\,\emptyset\,4.5 = 0.78cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15cm² et diamètre de 4.5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (Voir annexe A).

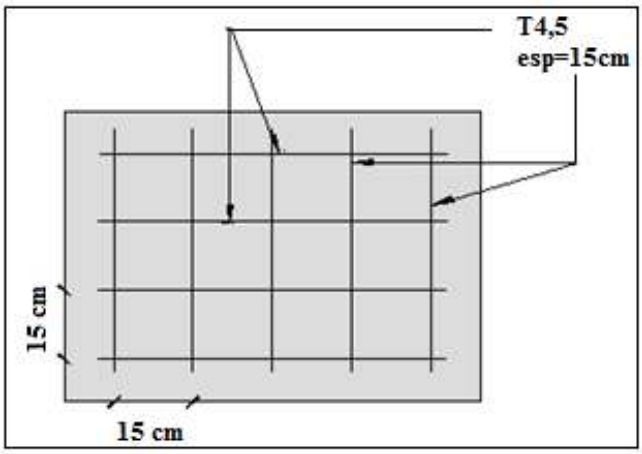


Figure III.13 : Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple(Voir annexe 5).. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures. notamment pour les formes irrégulières.

III.3.1. Prédimensionnement

On a une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.12) dont le prédimensionnement est donné par la relation suivante :

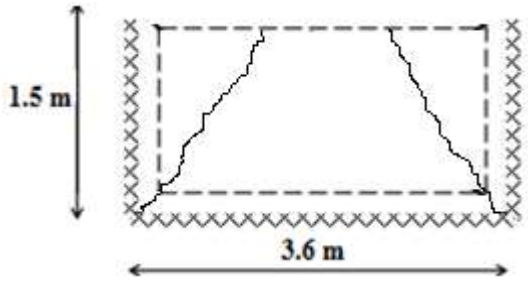


Figure III.14 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{330}{35} = 9.42cm \leq e \leq \frac{330}{30} = 11cm \Rightarrow \ on\ adopte\ e = 15cm$$

III.3.2. Déterminations des sollicitations

Tableau III.11 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	G(kN/m^2)	Q(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_s(kN/m^2)
Terrasse	6.76	1	10.62	7.76
EC	5.66	1.5	9.89	7.16

On choisit la sollicitation la plus défavorable. celle étage terrasse.

III.3.3. Calcul de ferraillage

III.3.3.1. Armature longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple. une bonde de 1m et 15 cm d'épaisseur.

Tableau III.12 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

Etage	M_{max}(kN.m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	5.49	1.54	4HA10=3.14	25	33	cv
En appuis	2.74	0.77	4HA10=3.14	25	33	cv

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$[1]

En travée et aux appuis : $A = 3.14(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1.5(cm^2) \Rightarrow$ cv

III.3.3.2. Armatures de répartitions

Tableau III.13 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine

Etage	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	0.78	4HA8=2.01	25	45	cv
En appuis	0.78	4HA8=2.01	25	45	cv

III.3.4. Verification à l'ELS

il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ avec\ \overline{\sigma_b} = 0.6x25 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Tableau III.14 : Vérification contrainte à ELS

Etage	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.23	1.3	15	cv	cv
En appuis	1.90	0.6	15	cv	cv

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant a ELU

on doit vérifier que : $\tau<\bar{\tau}$

Tableau III.15 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	11.02	0.09	1.16	cv

III.3.6. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas. on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3dont les résultats sont présentés dans le tableau III.16.

Tableau III.16 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
3.14	3.23	0.0024	125.28	0	7.71	29768.1
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
32745.0	32745.0	1.07	3.19	2.12	9.80	cv

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins. afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.19).

III.4.1.Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier : H = 1.70m (on va traiter la partie qui contient 9 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{3.06}{18} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

Vérification de la formulée de Blondel

$60cm \leq g+ 2h \leq 64cm \Rightarrow g+ 2h = 64cm$ (CV) [4]

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1.70/3.00= 0.56 D'où alors : **α =34.51°**

$L_0 = \sqrt{3{,}00^2 + 1{,}70^2} = 3.10m$ $L_{tot} \Rightarrow L_1+L_2 = (1+3.10/\cos(34.51)) = 4.97$ m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes. on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow$ $14.20 \leq e \leq 16.56$ ⇨ **e=15cm**

III.4.2.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.17et III.18.

Tableau III.17 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
4	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**4.95**

Tableau III.18 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids propre de la paillasse	0.15/ cos α	25	4.29
4	Poids des marches	0.17/ 2	25	2.12
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**7.61**

Selon le DTR [4] charges et surcharge d'exploitation. pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation. on aura : Q =2.5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1.0 m de largeur. simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q. sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet. on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux.19 et.20 ainsi que les figures III.15- III.16.

Tableau III.19 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0.85.M_0(kN.m)	0.50.M_0(kN.m)
Palier	4.95	2.5	10.43	R_A=33.2 R_B=36.1	32.59	27.70	16.29
Paillasse	7.61	2.5	14.01				

Tableau III.20 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0.85.M_0(kN.m)	0.50.M_0(kN.m)
Palier	4.95	2.50	7.45	R_A=23.9 R_B=26.0	23.50	19.97	11.75
Paillasse	7.61	2.50	10.11				

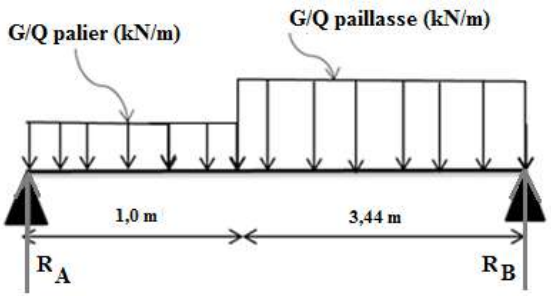


Figure III.16 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

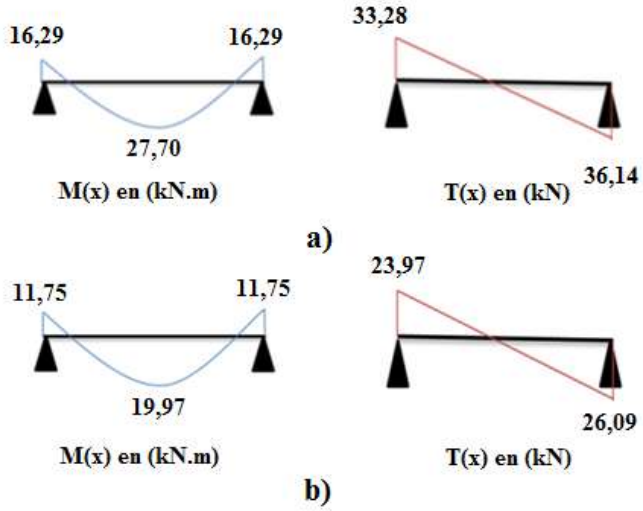


Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S

III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1.0 m sont résumés sur le tableau III.21. Cependant. les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.21 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}$ $\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	27.70	6.84	0.00	1.50	7HA12 = 7.92	1.98	4 HA 8 = 2.01
En appuis	16.29	3.90	0.00		5HA10 =3.93	0.98	4 HA 8 = 2.01

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée.

Tableau III.22 : Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	Obs
Travée	14.43cm ≤ 33cm	30.60cm ≤ 45cm	3.33	0.241	CV
Appuis	22.50cm ≤ 33cm	30.60cm ≤ 45cm			

III.4.4.Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc. on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau III.23 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	Aux appuis
A (cm²)	7.92	3.93
M_{ser} (kN.m)	19.97	11.75
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ (MPa)	8.70	5.92
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ =15 (MPa)	CV	CV

III.4.5.Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées. donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.24 selon la méthode présentée à(annexe C).

Tableau III.24 : Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß1**	**μ**
19.97	7.92	7.82	0.0054	0.889	0.532
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ_f(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
3.9	4.44	7.86	3.43	5.6	C.V

Donc. on garde l'épaisseur de l'escalier choisies de la prédimensionnement : est e=15cm.

III.4.6.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier. elle sera calculée en flexion simple. Ainsi. toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur. en l'occurrence CBA 93 et RPA99. de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1.Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.18) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.25 :

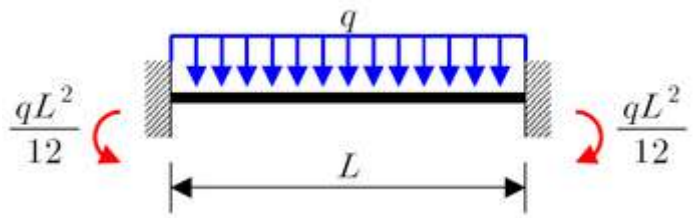


Figure III.18 : Schéma statique équivalente la poutre palière

Tableau III.25 : Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3.90 m ⇒26 ≤ h≤39cm.On adopte : h = 30 cm ⇒ 9≤ b ≤21cm.On adopte : b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm ; h/b=1.2
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.076) ≥ (1/16=0.0625) (CV)
Conclusion	h = 30cm ; b = 25 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0.3 ×0.25×25=1.875 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=33.28kN.R_{ser}=23.97kN

$$q_u = 1{,}35 \times 1{,}875 + 33{,}28/3{,}90 = 11{,}06\, kN/m$$
$$q_{ser} = 1{,}875 + 23{,}97/3{,}90 = 8{,}02\, kN/m$$

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés. la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.26 :

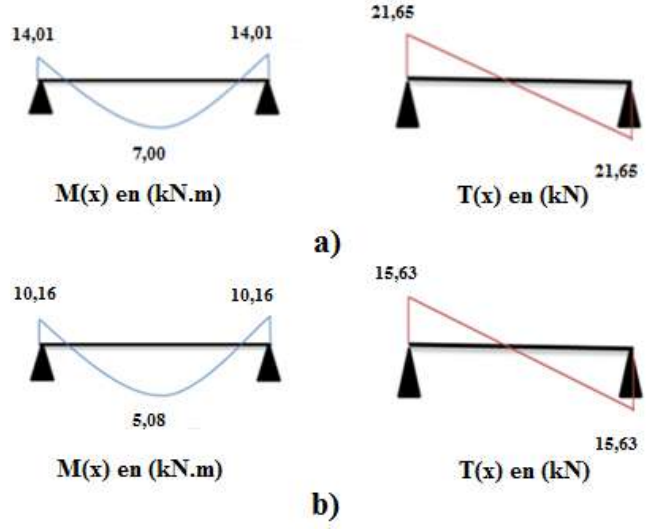


Figure III.19 : Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b) à l'ELS

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1. 2] sera donnée en (annexe C). Par contre. on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants. les résultats obtenus.

Tableau III.26 : Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{tenduemin}$ (cm²) CBA	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totalemin}$ (cm²) RPA	Obs
En travée	7.00	1.68	0.00	0.75	3HA12=3.39	3.75	CV
En appuis	14.01	3.21	0.00	0.75	3HA12=3.39		CV

Tableau III.27 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
25x30	Travée	5.08	1.03	0	1.04	22.83	CV
	Appui	10.16	3.02	0	1.66	31.77	CV

Tableau III.28 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
25x30	15.63	0.227	3.3	CV

La section d'armature transversale (A_t) delà poutre palière. ainsi que leurs espacements (S_t). sont résumés dans le tableau III.29 :

Tableau III.29 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_t(cm^2)$	
		S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z	Z_C	A_{chois}	A_{min}
25x30	1.0	22	25	26.5	15	7.5	15.0	7	12	4 Φ 6	0.90

En revanche. Puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire (annexe 3). N'est pas vérifiée. on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires (Tableau III.30).

Tableau III.30 : Vérification de la flèche de la poutre palière.

M(kN.m	A(cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	μ
5.08	1.03	0.98	0.0040	0.903	0.226
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
3.90	2.46	4.97	2.51	10.00	C.V

Donc. la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en prédimensionnement : bxh=25x30 cm².

CHAPITRE IV:ETUDEDYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse et Centre de torsion

IV.2.1.a. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{W_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2.b. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad YT = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

.

Tableau IV.1 : Calcul du centre de massecentre d'inertie.

Niveau	Inertie et centre d'inertie		Masse et centre de Masse		
	X_T (m)	Y_T(m)	Masse.g(kN)	X_G(m)	Y_G(m)
RDC	13.797	6.994	3847.26	13.168	7.585
Etage 1	13.792	7.059	4471.22	13.168	7.587
Etage 2	13.768	7.129	4571.63	13.169	7.588
Etage 3	13.743	7.188	4571.63	13.169	7.59
Etage 4	13.725	7.228	4685.42	13.17	7.591
Etage 5	13.711	7.252	4685.42	13.322	7.578

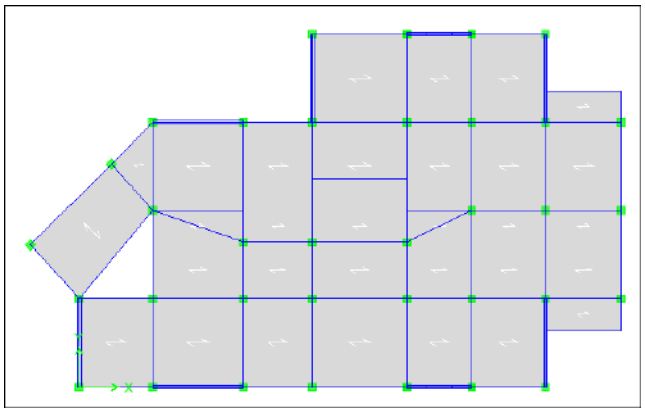


Figure IV.1.disposition des voile

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :$E_x = |X_T - X_G|$; $E_y = |Y_T - Y_G|$

TableauIV.2. Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	$E_x = \|X_T - X_G\|$ (m)	$E_y = \|Y_T - Y_G\|$ (m)
RDC	0.629	0.591
Etage 1	0.624	0.528
Etage 2	0.599	0.459
Etage 3	0.574	0.402
Etage 4	0.555	0.363
Etage 5	0.389	0.326

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle :[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

TableauIV.3 . Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
RDC	22.5	17.1	1.12	0.85
Etage 1	22.5	17.1	1.12	0.85
Etage 2	22.5	17.1	1.12	0.85
Etage 3	22.5	17.1	1.12	0.85
Etage 4	22.5	17.1	1.12	0.85
Etage 5	22.5	17.1	1.12	0.85

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à±0,05L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

TableauIV.4 .Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
Etage 1	0.62	1.12	1.75	0.59	0.85	1.44
Etage 2	0.62	1.12	1.74	0.53	0.85	1.38
Etage 3	0.59	1.12	1.72	0.46	0.85	1.31
Etage 4	0.57	1.12	1.69	0.40	0.85	1.25
Etage 5	0.55	1.12	1.68	0.36	0.85	1.21
Etage 6	0.38	1.12	1.51	0.33	0.85	1.18

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accelerogrammes.

IV.3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

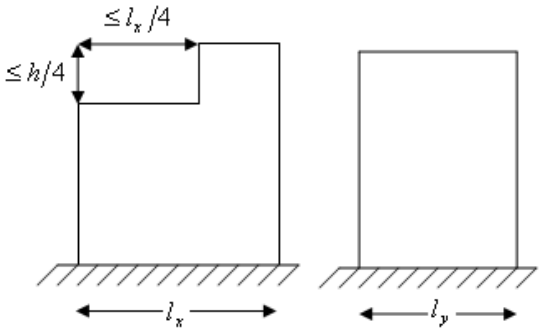
1. En zone III le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V)**

a) Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$de Lx et Ly **(C.N.V)**.

b) Régularité en élévation :



- (C.V) car on n'a pas des retraits en élévation.

2. La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, H_t=18.36m<23 m **(C.V)**)

Donc selon **[1],** les conditions de l'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit êtremené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse de structures aux éléments finis ˝**ETABS VERSION 9.7**˝.

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2.1.Principe

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.2.2. Modélisation

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article [4.3.2.bdu RPA 99V2 003], on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure.

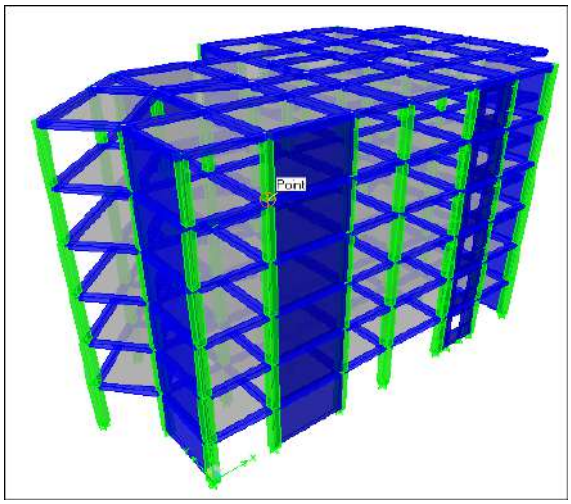


Figure IV.2.Vues 3 D de la structure

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a.Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)➔A = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η

$$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,88

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

TableauIV.5. Détermination du coifficient de comportement R du structure

Niveau	**1er**	**2eme**	**3 eme**	**4 eme**	**5 eme**
$S_{étage}(m^2)$	403.29	403.29	403.29	403.29	403.29
$S_{voiles}(m^2)$	55.96	55.96	55.96	55.96	55.96
$S_{voiles}/S_{étage}<20\%$	13.85%	13.85%	13.85%	13.85%	13.85%

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 4

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

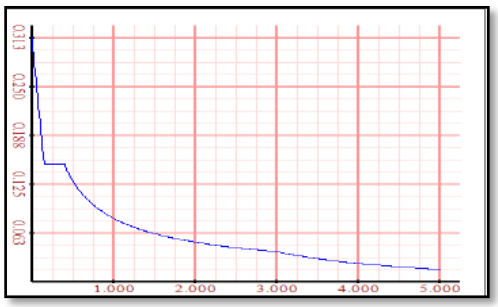
TableauIV.6. Détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	0	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	0.05	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	0	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	0.05	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	0	0

En récapitulant les résultats on trouve :

Q = 1+ 0.15= 1.15

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3}$$



FigureIV.3. Spectre de réponse.

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure**

1.Vérification du comportement modale de la structure.

2.Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3.Vérification de la force sismique V à la base.

4.Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments**

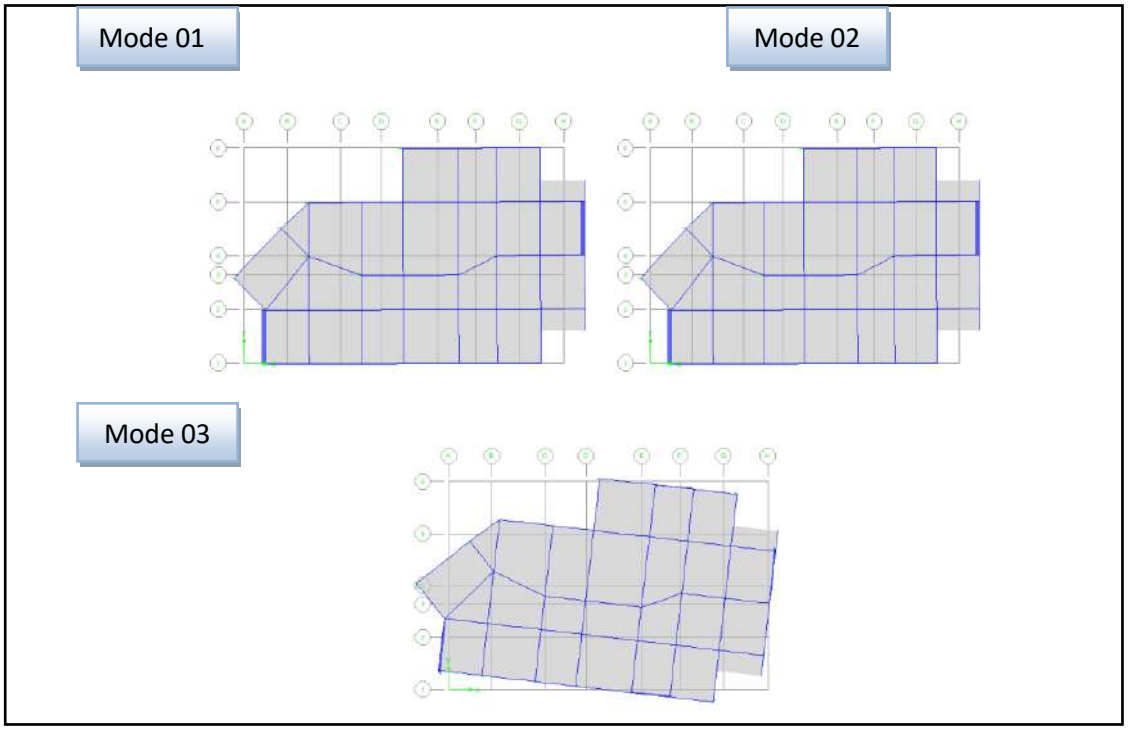
6.Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7.Vérifications des déplacements inter-étage

8.Vérification du cisaillement des éléments

9.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification du comportement modale de la structure



FigureIV.4. Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.7. Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période	Le comportement des trois premiers modes			Nature
		U_X	U_Y	R_Z	
1	0.44	69.16	0.36	0.12	Translation Pure
2	0.39	0.33	67.96	0.89	Translation Pure
3	0.32	0.16	0.83	68.23	Torsion Pure

IV.4.2. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a].

Tableau IV.8.Périodes et coefficients de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)					
		Sens x	Sens y	Sens z	SumUx	SumUy	Sum Rz
1	0.44	69.16	0.36	0.12	69.16	0.36	0.12
2	0.39	0.33	67.96	0.89	69.49	68.33	1.00
3	0.32	0.16	0.83	68.23	69.65	69.16	69.24
4	0.11	20.82	0.00	0.08	90.47	69.16	69.32
5	0.09	0.00	20.89	0.38	90.47	90.05	69.69
6	0.08	0.09	0.40	20.87	90.56	90.44	90.56
7	0.05	6.12	0.00	0.03	96.68	90.44	90.59
8	0.04	0.00	6.16	0.13	96.68	96.60	90.72
9	0.04	0.03	0.13	6.10	96.71	96.74	96.82
10	0.03	2.24	0.00	0.01	98.95	96.74	96.83
11	0.03	0.00	2.23	0.05	98.95	98.97	96.88
12	0.03	0.80	0.00	0.00	99.75	98.97	0.12

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 6ème mode.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

- A : coefficient d'accélération de zone

Tel que: A = 0,25

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, [RPA99 version 2003 tableau 4.7] (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0.88

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

D= 2.2

- R : coefficient de comportement global de la structure

R = 4

- Q : facteur de qualité

Q=1.15

- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \ ;\ \beta_1 = 0{,}2$$

Tableau IV.9.Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D	R	Q	$\sum W_i$ (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0,25	2.2	4	1.15	26832.58	4242.90	4242.90

Tableau IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	**Vt (kN)**	**Vt / V**	**V_t / V ≥ 0,8**
X	4242.90	3834.09	0.90	**CV**
Y	4242.90	3814.62	0.89	**CV**

La force dynamique est équivalente à la force statique dans les deux directions $\frac{Vt}{V} \geq 0,8$.

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \; M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

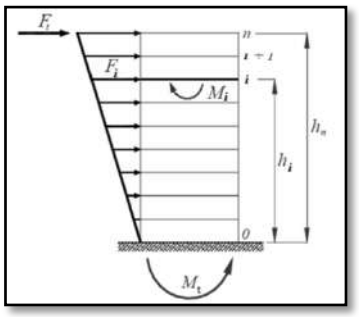
- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . Wi \\ M_{ty} = X_G . Wi \end{cases}$$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.



FigureIV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV. 4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

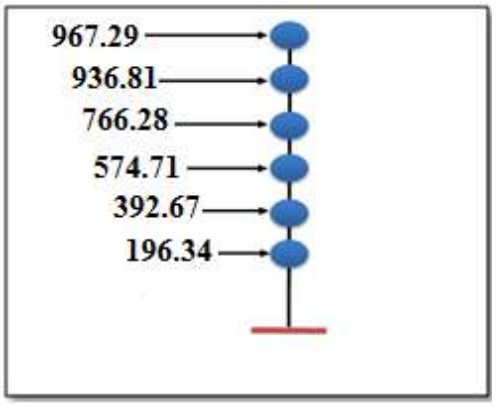
$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

Donc on a:

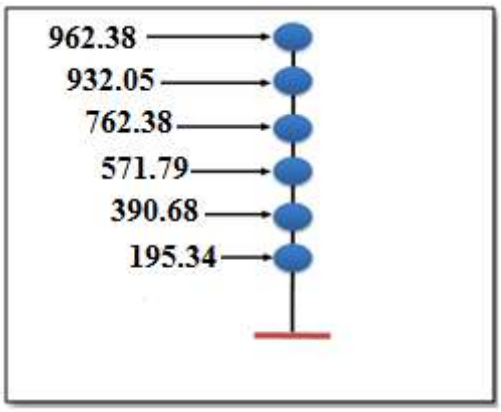
$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_y = \alpha_y . V_y$$

Tableau IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et y

h_i (m)	W_i(kN)	Vtx (kN)	Vty (kN)	$W_i h_i$	F_{ix}(kN)	F_{iy}(kN)
18.36	3847.26	3834.09	3814.62	70635.69	967.29	962.38
15.30	4471.22	3834.09	3814.62	68409.67	936.81	932.05
12.24	4571.63	3834.09	3814.62	55956.75	766.28	762.38
9.18	4571.63	3834.09	3814.62	41967.56	574.71	571.79
6.12	4685.42	3834.09	3814.62	28674.77	392.67	390.68
3.06	4685.42	3834.09	3814.62	14337.39	196.34	195.34
∑				279981.83	3834.09	3814.62



FigureIV.6. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.



FigureIV.7. Concentration des forcessismiques aux étages suivant Y.

IV. 4.4.2. Moment de renversement

TableauIV.12. Calcul du moment de renversement

h_i(m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{oxi} (kN.m)	M_{oyi} (kN.m)
18.36	967.29	962.38	17759.44	17669.26
15.30	936.81	932.05	14333.14	14260.35
12.24	766.28	762.38	9379.21	9331.58
9.18	574.71	571.79	5275.81	5249.02
6.12	392.67	390.68	2403.17	2390.96
3.06	196.34	195.34	600.79	597.74
∑Mo			49751.56	49498.92

IV. 4.4.3. Moment stabilisant

TableauIV.13. Calcul du moment stabilisant.

h_i (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
18.36	3847.26	13.168	7.585	50660.72	29181.47
15.30	4471.22	13.168	7.587	58877.02	33923.15
12.24	4571.63	13.169	7.588	60203.80	34689.53
9.18	4571.63	13.169	7.59	60203.80	34698.67
6.12	4685.42	13.17	7.591	61706.98	35567.02
3.06	4685.42	13.322	7.578	62419.17	35506.11
∑			M_t	354071.48	203565.95

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

TableauIV.14. Vérification de stabilisation.

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$M_t / M_0 \geq 1{,}5$
354071.48	203565.95	49751.56	49498.9	7.12	4.11	CV

La structure stable vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0{,}10$$

- 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".

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0,20$, 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 du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

TableauIV.15. Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θ_x	$\theta\leq$ 0,10
18.36	3847.26	967.29	1.12	0.01	**CV**
15.30	4471.22	936.81	1.20	0.02	**CV**
12.24	4571.63	766.28	1.12	0.02	**CV**
9.18	4571.63	574.71	1.00	0.03	**CV**
6.12	4685.42	392.67	0.76	0.03	**CV**
3.06	4685.42	196.34	0.36	0.03	**CV**

TableauIV.16. Vérification l'effet P-Δ sensY

h_k (m)	P_k(KN)	V_{ky}(KN)	Δ_{ky}(cm)	θ_y	$\theta\leq$ 0,10
18.36	3847.26	962.38	0.88	0.01	**CV**
15.30	4471.22	932.05	0.96	0.02	**CV**
12.24	4571.63	762.38	0.92	0.02	**CV**
9.18	4571.63	571.79	0.76	0.02	**CV**
6.12	4685.42	390.68	0.60	0.02	**CV**
3.06	4685.42	195.34	0.28	0.02	**CV**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV. 4.6.Vérifications du déplacement en tête du bâtiment

TableauIV.17. Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**δ_k =R. δ_e (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
18.36	1.10	4.40	0.88	3.06	CV
15.3	0.88	3.52	0.96	3.06	CV
12.24	0.64	2.56	0.92	3.06	CV
9.18	0.41	1.64	0.76	3.06	CV
6.12	0.22	0.88	0.60	3.06	CV
3.06	0.07	0.28	0.28	3.06	CV

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Déformation sous l'effet de la force E_{dx} :

δ_x. R = 1.39x 4 =5.56 cm

Déformation sous l'effet de la force E_{dy} :

δ_y. R =1.10x 4= 4.40 cm

IV. 4.7.Vérifications des déplacements inter-étage

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

TableauIV.18.Vérification des déplacements inter-étages sensY

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**δ_k =R. δ_e (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
18.36	1.39	5.56	1.12	3.06	CV
15.3	1.11	4.44	1.20	3.06	CV
12.24	0.81	3.24	1.12	3.06	CV
9.18	0.53	2.12	1.00	3.06	CV
6.12	0.28	1.12	0.76	3.06	CV
3.06	0.09	0.36	0.36	3.06	CV

IV. 4.8. Vérification du cisaillement des éléments

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par: $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

1. Selon le RPA 99; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$

$$\begin{cases} \rho_d = 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau./

I: Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A,la contrainte admissible de cisaillement est égale à:
   Si

   la fissuration est peu nuisible: $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4{,}32\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

   Si la fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3{,}26\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau. IV.19.Vérification des contraintes de cisaillement

élément	Section (cm^2)	Situation	T_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_{uadm}(MPa)	$\tau_u < \tau_{uadm}$
pp	30x40	Durable	146.47	1.22	3.33	CV
ps	30x30	accidentel	46.74	0.51	4.32	CV
pot	45x45	accidentel	56.12	0.27	4.32	CV

Les sections des poutres principale (30x40) et les poutres secondaire (30x30) et les poteaux (45x45)suffisamment pour équilibré les contrainte de cisaillement.

IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

$\gamma=\frac{N_{max}}{\beta_r \times f_{c28}}<0,3$

N_{max}= 1192.36KN β_r=(0.45×0.45) m² f_{c28}=25Mpa

$\gamma=\frac{N_{max}}{\beta_r \times f_{c28}}=\frac{1192.36\times10^3}{0.45\times0.45\times25x1000}$= 0,25<0,3

La section choisie dans l'étape prédimensionnement (45×45) et suffisamment pour supporter l'effort N réduit.

Conclusion

-Les dimensions finales sont :

-Poteaux RDC, 1er étage : 45×45 cm²

-Poteaux 2eme 3eme étages : 40×40 cm²

-Poteaux 4eme, 5eme étages : 35×35 cm²

-Poutre principale : 30x40cm^2

-Poutre secondaire : 30x30 cm^2

-Epaisseur voile : a=15 cm.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

V.2. Les combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Combinaisons exigées par le

  * E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q [1]

  * E.L.S: G + Q

- Combinaisons exigées par le [1]

  * 0.8 G ± E

  * G + Q ± E

G: charge permanente. Ferraillage des elements resistants

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3. Recommandation des règlements

Selon le règlement "

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ (zone courante). [1]

- $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ (zone de recouvrement). [1]

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St\ .\ b$ [1]

B: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \le Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).

- $S_t \le \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.4. Ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés.

- Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple.

Tableau V.1: Ferraillage longitudinal des poutres porteuses de terrasse

Section cm²	**Position**	**M_u KN.m**	**A cm²**	**A' cm²**	**$A_{mintotale}$ (cm²)**			**$A_{choisie}$ (cm²)**	**Situation**
					CBA	**RPA min**	**RPA max**		
30x40	Travée	61.7	6.8	0	1.2	6.00	48	3HA14+ 2HA12 =**6.88**	Accid
	Appui	-95.3	7.9	0	1.2	6.00	72	3HA14+3HA 12 =**8.01**	Accid

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres porteuses élancées de terrasse (B235, B285, B287).

Section cm²	**Position**	**M_u KN.m**	**A cm²**	**A' cm²**	**$A_{mintotale}$ (cm²)**			**$A_{choisie}$ (cm²)**	**Situation**
					CBA	**RPA min**	**RPA max**		
30x40	Travée	71.8	8.0	0	1.2	6.00	48	3HA14+ 3HA 12=**8.01**	Accid
	Appui	-115.8	9.1	0	1.2	6.00	72	6HA14 =**9.24**	Accid

Tableau V.3: Ferraillage longitudinal des poutres porteuses d'étage courant.

Section cm²	**Position**	**M_u KN.m**	**A cm²**	**A' cm²**	**$A_{mintotale}$ (cm²)**			**$A_{choisie}$ (cm²)**	**Situation**
					CBA	**RPA min**	**RPA max**		
30x40	Travée	74.65	7.6	0	1.2	6.00	48	3HA14+ 3HA 12=**8.01**	Accid
	Appui	-112.3	8.8	0	1.2	6.00	72	6HA14 =**9.24**	Accid

Tableau V.4: Ferraillage longitudinal des poutres porteuses élancées d'étage courant (B235, B285, B287).

Section (cm^2)	Position	M_u (kNm)	A (cm^2)	A' cm^2	$A_{mintotale}$ (cm^2)			$A_{choisie}$ (cm^2)	Situation
					CBA	RPA min	RPA max		
30x40	Travée	68.87	8.2	0	1.2	6.00	48	5HA14+ 1HA12 =**8.83**	Accid
	Appui	-117.4	9.2	0	1.2	6.00	72	6HA14 = **9.24**	Accid

Tableau V.5: Ferraillage longitudinal de poutre non porteuse le plus défavorable.

Section (cm^2)	Position	M_u (kNm)	A (cm^2)	A' cm^2	$A_{mintotale}$ (cm^2)			$A_{choisie}$ (cm^2)	Situation
					CBA	RPA min	RPA max		
30x30	Appui	-60.22	5.3	0	0.9	4.5	54	5HA12 =**5.65**	Accid

V.4.1. Vérification des contraintes

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} \;=\; \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable,

Tableau V.6: vérification à l'E.L.S des poutres porteuses

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x40)	Travée	55.22	6.80	0	4.7	41.3	CV
	Appui	88.3	7.90	0	5.1	49	CV
(30x40) poutres élancées	Travée	66.4	8.0	0	8.9	78.8	CV
	Appui	91.2	9.1	0	10.3	96.9	CV
(30x40)	Travée	61.50	7.6	0	4.2	30.9	CV
	Appui	88.65	8.8	0	6.1	55.9	CV
(30x40) poutres élancées	Travée	65.04	8.2	0	9.2	80.5	CV
	Appui	91.3	9.2	0	10.5	98.63	CV

Tableau V.7: vérification à l'E.L.S des poutres secondaires.

Section cm²	Position	M_{ser} kNm	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
30x30	Appui	-60.22	5.3	0	3.1	27.95	54

V.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 "

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \qquad [1]$$

T_u: effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a:

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

- $\overline{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$ (situation durable).
- $\overline{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$ (situation accidentelle).

Tableau V.8.Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuses et non porteuses

Section (cm²)	Position	situation	T_u kN	τ_u MPa	$\tau_{u\,adm}$ MPa	$\tau_u < \tau_{u\,adm}$
30x40	Poutres porteuses élancées	Durable	136.47	1.26	3.33	C.V
30x30	Poutres non porteuses	accidental	42.53	0.52	4.32	C.V

V.4.3. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes:

Selon le RPA 99:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

Selon le CBA 93:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Tableau V.9: Section d'armatures transversales des poutres porteuses et non porteuses

section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		A_t(cm2)	
		A_t cm²	S_t cm	S_t cm	A_t cm²	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x40	1.26	1.8	34.2	1.41	1.8	10	20	10	20	A=2.14 Φ 8	1.8
30x30	0.94	1.35	25.2	1.05	1.35	7.5	15	10	20	A=2.14 Φ 8	1.8

V.4.4. Vérification de la flèche préliminaire

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

1- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$.

2- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$; avec: $M_t = k.M_0\ (0.75 \leq k \leq 0.85)$ où $k = 0.75$

3- $\dfrac{A}{b_0.d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

La verification de la fleche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3 dont les résultats sont présentés dans tableau V.10

Tableau V.10.Vérification de la flèche des poutres.

Poutres	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
Porteuses terrasse	0.10	0.06	CV	0.10	0.07	CV	0.007	0.01	CV
Porteuses élancées	0.07	0.06	CV	0.077	0.07	CV	0.007	0.01	CV
Porteuses des étages courant	0.08	0.06	CV	0.08	0.07	CV	0.005	0.01	CV
Porteuses élancées	0.07	0.06	CV	0.077	0.07	CV	0.007	0.01	CV
Non porteuses	0.08	0.06	CV	0.08	0.07	CV	0.008	0.01	CV

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions des poutres de prédimensionnement.

V.4.5. Schemas des armatures des poutres

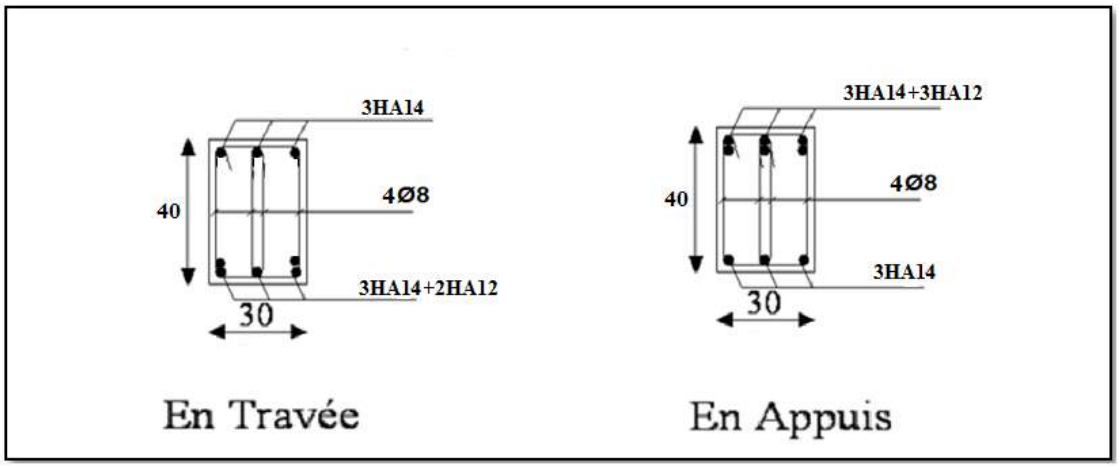


Figure V.1 Les armatures des poutres porteuses de terrasse sauf les 3 travées élancées.

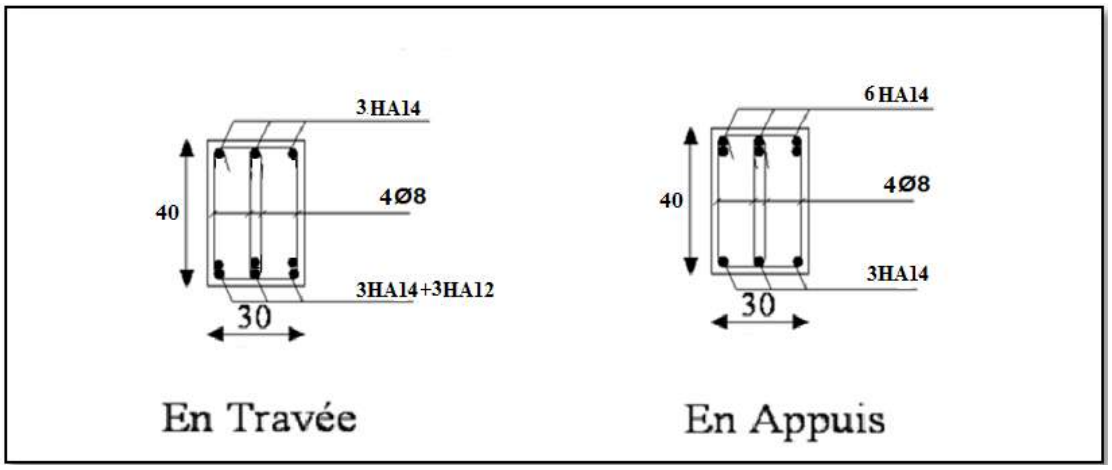


Figure V.2 Les armatures des poutres porteuses de 3 travées élancées de terrasse

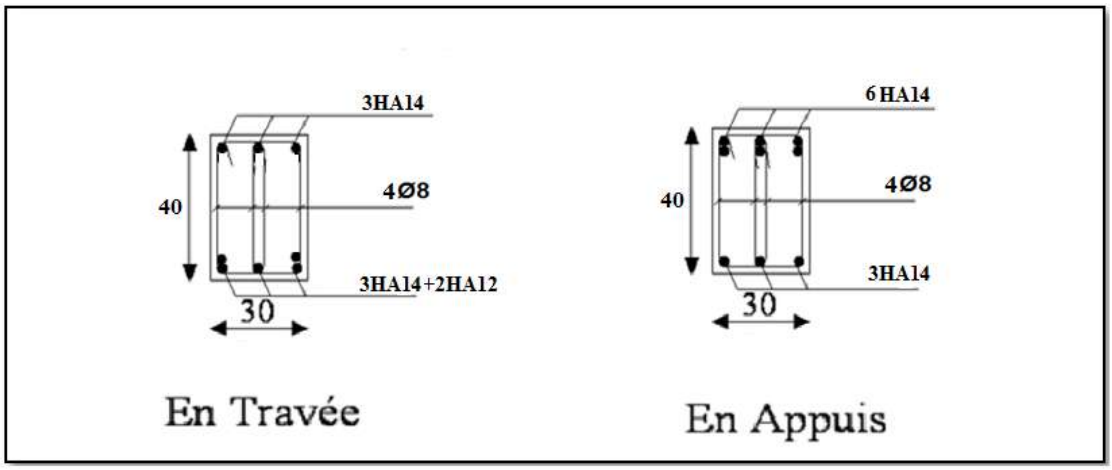


Figure V.3 Les armatures des poutres porteuses dans le sens secondaires.

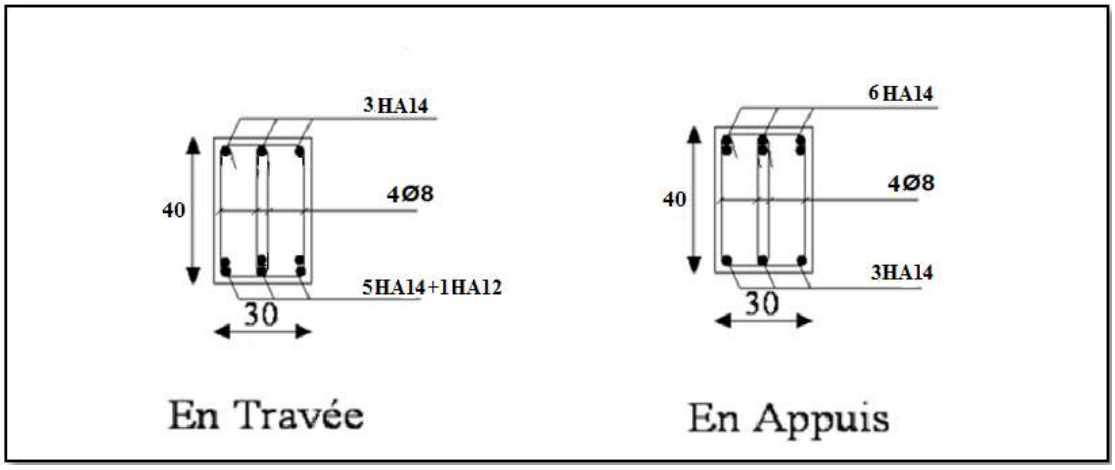


Figure V.4 Les armatures des poutres non-porteuses dans le sens secondaires

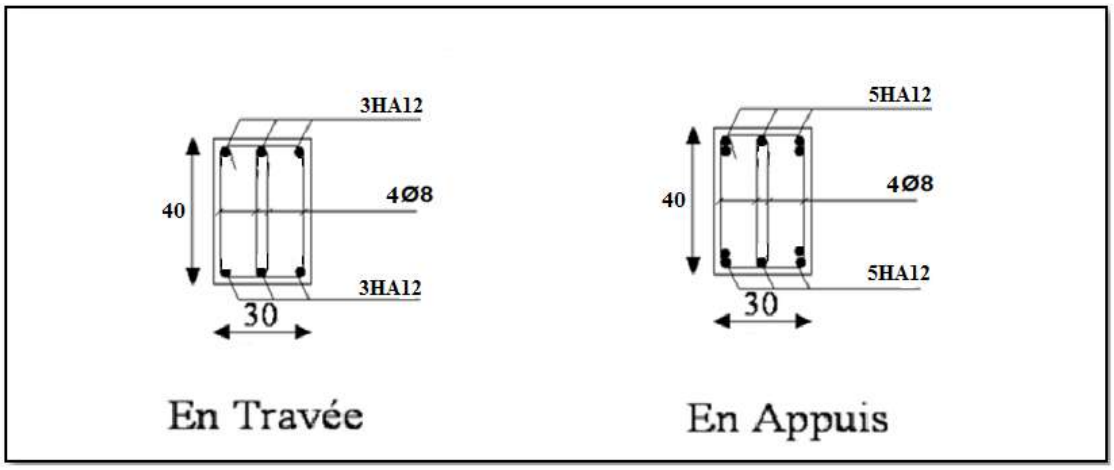


Figure V.5 Les armatures des poutres non porteuse le plus défavorable.

V.5. Ferraillage des poteaux

V.5.1. Introduction

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- Situation durable

Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa. [2]

- Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa. [2]

Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.5.2. Etat limite ultime de stabilité de forme

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " telle que:

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{Avec :} \quad e_1 = \frac{M}{N} + e_a \quad \text{et} \quad e_2 = \frac{3 L_{f2} \ (2 + \alpha.\varphi)}{10 \ .h} \qquad [2]$$

$$\underline{\text{où}} \ : \ e_a = \text{Max}\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right)$$

$$0.7 \le \alpha \le 1 \quad \text{et} \quad \Phi = 2$$

e_1: excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a: excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2: excentricité due aux efforts du second ordre, liées à la déformation de la structure.

$\mathbf{L_f}$: longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

H: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes sur le moment total, où : $0< \alpha<1$

V.5.3. Recommandations des règlements

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0.9\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\% \text{ (zone courante).} \qquad [1]$$

$$0.9\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\% \text{ (zone de recouvrement).} \qquad [1]$$

Le diamètre minium de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2 \text{ pour 1m de largeur} \\ 0.1\% \le \frac{A}{b.h} \le 5\% \end{cases} \qquad [1]$$

V.5.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

1^{eme} cas : (N_{max} ; M_{corr}).

2^{eme} cas : (N_{min} ; M_{corr}).

3^{er} cas : (M_{max} ; N_{corr}).

NB

- Après l'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, on a constaté que les poteaux de rives sont endommagés de façon plus importante que les poteaux intermédiaires les plus chargés; c'est pour cette raison, qu'on adoptera pour tous les poteaux de chaque niveau le même ferraillage.

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.

Etage	Section (cm^2)	Cas	N (kN)	M kN.m	A_{cal} (cm^2)		A (cm^2)	A tot (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A_{ado} cm^2	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	**45x45**	**1er**	1539.0	63.14	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	2.02	18.20	18.2	**4HA20 +4HA16 = 20.62**
		2eme	126.6	6.526	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	2.02	18.20		
		3eme	1129.1	77.74	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	2.02	18.20		
1er	**45x45**	**1er**	1262.9	89.77	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	2.02	18.20	18.2	**4HA20 +4HA16 = 20.62**
		2eme	77.74	19.83	0	0.15	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	2.02	18.20		
		3eme	931.91	103.7	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	2.02	18.20		
2eme	**40x40**	**1er**	990.96	65.32	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.60	14.40	14.4	**8 HA 16 = 16.08**
		2eme	49.97	24.00	0	1.13	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.60	14.40		
		3eme	762.05	84.28	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.60	14.40		
3eme	**40x40**	**1er**	732.28	57.17	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.60	14.40	14.4	**8 HA 16 = 16.08**
		2eme	33.03	33.36	0	2.13	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.60	14.40		
		3eme	552.55	93.44	0	1.13	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.60	14.40		
4eme	**35x35**	**1er**	483.83	40.50	0	0	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.22	11.02	11.0	**8 HA14 = 12.31**
		2eme	19.38	23.49	0	1.84	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.22	11.02		
		3eme	347.22	64.78	0	1.93	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.22	11.02		
5eme	**35x35**	**1er**	241.27	40.08	0	0.5	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.22	11.02	11.0	**8 HA14 = 12.31**
		2eme	2.51	2.276	0	2.98	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.22	11.02		
		3eme	130.60	53.67	0	3.27	3HA12 =3.39	8HA12 =9.04	1.22	11.02		

V.5.5. Vérification à l'E.L.S des poteaux

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.
- Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa ; 201.63\,MPa\right] = 201.63\,MPa$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.12: Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L. S.

Etage	Sect (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC + 1er	45x45	1273.46	12.66	20.62	SEC	5.4	3.5	80.10	54.10
		1027.86	19.54	20.62	SEC	6.4	4.7	94.9	71.4
		265.49	0.26	20.62	SEC	1.2	1.1	17.5	17.2
2eme + 3eme	40x40	863.77	16.75	16.08	SEC	5.9	3.5	86.2	55.3
		863.77	16.75	16.08	SEC	5.9	3.5	86.2	55.3
		182.56	9.38	16.08	SEC	1.7	0.3	23.6	6.3
4eme + 5eme	35x35	516.57	19.31	12.31	SEC	5.8	1.6	82.1	82.9
		516.57	19.31	12.31	SEC	5.8	1.6	82.1	82.9
		52.84	10.59	12.31	SPC	1.8	0.2	23.4	0.1

V.5.6. Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par: $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$ [1]

1. Selon le RPA 99; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28} \quad [1]$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau.

I: Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A,la contrainte admissible de cisaillement est égale à:

Si al fissuration est peu nuisible:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentel le)} \end{cases}$$

si al fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentel le)} \end{cases}$$

Tableau V.13: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Etage	**Section(cm)**	**T_u max kN**	**τ_u MPa**	**λ**	**ρ_d**	**Situat**	**$\tau_{b\ adm}$ MPa**	**$\tau_{u\ adm}$ MPa**	**Observat**
RDC+1	45 x 45	32.79	0.17	16.48	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
2 + 3	40 x 40	59.08	0.39	18.55	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
4 + 5	35x 35	45.13	0.39	21.20	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**

V.5.7. Armatures transversales

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est

donnée par: $$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \qquad [1]$$

T_u: effort tranchant de calcul.

h_1: hauteur de la section du poteau.

S_t: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)} \end{cases}$ (zone III)

Avec: φ_l: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

ρ_a: coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t.b_l} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites}(0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.14: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux

Etage	**Dim (cm)**	**T_u kN**	**$10\Phi_l$ (cm)**	**λ**	**Zone**	**S_t cm**	**$A_{t\,cal}$ cm²**	**$A_{t\,min}$ cm²**	**Choix**	
									A_t cm²	**Φ mm**
RDC + 1er	45 x 45	32.7	20	16.48	**Z.C**	20	1.22	1.08	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.81	1.62		
2eme + 3eme	40 x 40	59.0	16	18.55	**Z.C**	20	1.21	0.96	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.81	1.44		
4eme + 5eme	35x 35	45.1	14	21.20	**Z.C**	20	1.20	0.84	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.80	1.26		

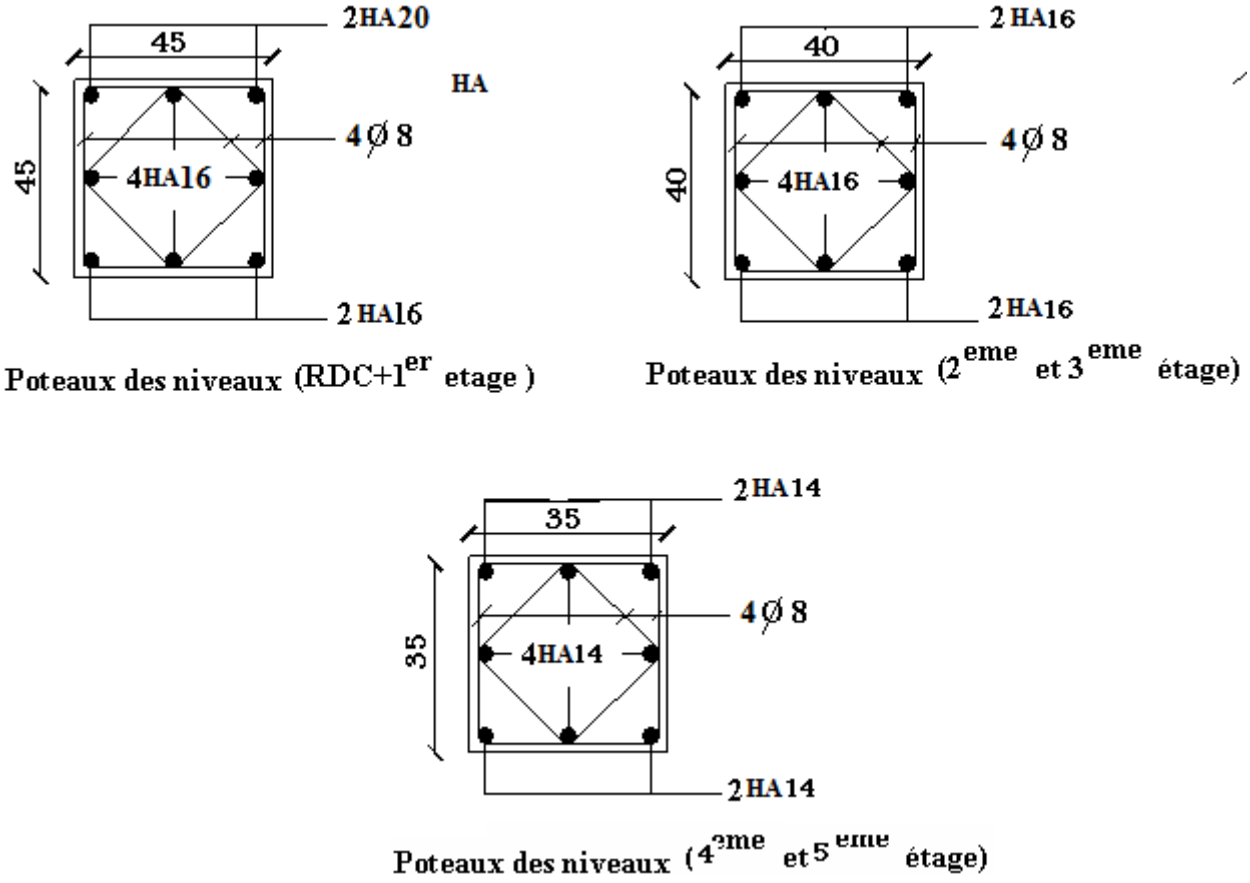


Fig. V-6: Ferraillage des poteaux

V.6. ferraillage des voiles

V.6.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.6.2. Traitement du " ETABS V 9.1 "

Pour le traitement des voiles avec le logiciel ETABS 9.7, on a utilisé un maillage pour mieux comprendre le comportement des voiles.

Recommandations réglementaires:

A) Armatures verticales: L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

$$0.1 \le \frac{A}{a.h} \le 5\% \qquad [1]$$

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile. [1]

$A_{ver} = 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile. [1]

$A_{ver} = 0.1\% B$ Dans la section courante. [1]

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

B) Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10};\ \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a} \qquad [1]$$

$$S_h \leq \min\left[0.9d;\ 40cm\right] \qquad [1]$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b} \qquad [1]$$

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a \qquad [1]$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a;\ 30cm\right]$$

Avec: τ_b : Contrainte de cisaillement.

A_h: Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile .

C) Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.6.3. La contrainte limites de cisaillement $\bar{\tau}_b$

$$\tau \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{où } \tau = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec : } V = 1.4\, V_{U\ Calcul} \qquad [1]$$

Recommandations pour les trumeaux: [1] et [2]

✓ La longueur de recouvrement doit être égale:

40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \leq \text{Min}\left[1.8a\,;30\text{cm}\right]$

✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

$$S_v = \begin{cases} S_v \quad \text{(zone courante)} \\ \text{Min}\left(\dfrac{S_v}{2}, 15\,\text{cm}\right) \quad \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.6.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- 1eme cas : (N_{max} ; M_{corr}).

- 2eme cas : (M_{max} ; N_{corr}).

- 3er cas : (N_{min} ; M_{corr}).

V.6.5. Calcul des armatures horizontales

Tableau V.15: Calcul des armatures horizontales

Etage	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
								CBA	RPA	
RDC+1	45.50	63.7	0.10	5.00	8	4.14	**2x (20 HA 10)**	40	22.5	**20**
2 eme 3 eme	56.40	78.9	0.13	5.00	8	4.14	**2x (15 HA 8)**	40	22.5	**20**
4 eme 5 eme	83.50	116.2	0.19	5.00	8	4.14	**2x (15 HA 8)**	40	22.5	**20**

Tableau V.16: Calcul des armatures verticales (V_1, V3, V4, V5, V6, V8) voiles pleins L=4.2

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M kN.m	Situat	A_{cal} cm²	Type de section	A_{min} RPA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
RDC + 1er	0.15	1er	1812.76	452.21	Accid	0	SEC	9.45	11.31
		2eme	1740.76	5359.6	Accid	10.35	SPC	9.45	
		3eme	1303.52	3861.5	Accid	11.20	SPC	9.45	
2eme + 3eme	0.15	1er	1512.82	358.24	Accid	0	SEC	9.45	7.85
		2eme	1372.47	3359.6	Accid	6.41	SPC	9.45	
		3eme	1267.52	3324.8	Accid	7.38	SPC	9.45	
4eme + 5eme	0.15	1er	1029.45	105.25	Accid	0	SEC	9.45	5.03
		2eme	875.61	2373.8	Accid	4.95	SPC	9.45	
		3eme	349.54	1436.5	Accid	5.02	SPC	9.45	

Tableau V.17: Calcul des armatures verticales (V2, V7) voiles pleins (L=3.10)

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M kN.m	Situat	A_{cal} cm²	Type de section	A_{min} (cm²) (RPA)	$A_{adoptée}$ (cm²)
RDC + 1er	0.15	1er	1662.45	368.72	Acci	0	SEC	6.97	6.79
		2eme	1586.98	2520.2	Acci	6.12	SPC	6.97	
		3eme	1248.5	2260.9	Acci	6.75	SPC	6.97	
2eme + 3eme	0.15	1er	1225.25	288.15	Acci	0	SEC	6.97	4.71
		2eme	1164.21	1960.9	Acci	4.38	SPC	6.97	
		3eme	603.86	1336,6	Acci	4,62	SPC	6.97	
4eme + 5eme	0.15	1er	921.23	167.25	Acci	0	SEC	6.97	3.01
		2eme	776.62	1304.2	Acci	2.14	SPC	6.97	
		3eme	325.68	765.25	Acci	2.64	SPC	6.97	

Tableau V.18: Armatures verticales dans les voiles pleins

N (kN)	L (m)	L/10 (m)	$S_{t\ min}$ (cm)	Etage	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$S_{t\ Choisi}$ (cm)	$A_{Choisie}$ (cm^2)
V1	4.2	0.42	22.5	RDC,1^{er}	11.31	10	2x(5HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	7.85	10	2x(5HA10)
				4^{eme} 5^{eme}	5.03	10	2x(5HA 8)
V2	3.10	0.31	22.5	RDC,1^{er}	6.79	10	2x(3HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	4.71	10	2x(3HA10)
				4^{eme} 5^{eme}	3.01	10	2x(3HA8)
V3	4.2	0.42	22.5	RDC,1^{er}	11.31	10	2x(5HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	7.85	10	2x(5HA10)
				4^{eme} 5^{eme}	5.03	10	2x(5HA 8)
V4	4.2	0.42	22.5	RDC,1^{er}	11.31	10	2x(5HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	7.85	10	2x(5HA10)
				4^{eme} 5^{eme}	5.03	10	2x(5HA 8)
V5	4.2	0.42	22.5	RDC,1^{er}	11.31	10	2x(5HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	7.85	10	2x(5HA10)
				4^{eme} 5^{eme}	5.03	10	2x(5HA 8)
V6	4.2	0.42	22.5	RDC,1^{er}	11.31	10	2x(5HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	7.85	10	2x(5HA10)
				4^{eme} 5^{eme}	5.03	10	2x(5HA 8)
V7	3.10	0.42	22.5	RDC,1^{er}	6.79	10	2x(3HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	4.71	10	2x(3HA10)
				4^{eme} 5^{eme}	3.01	10	2x(3HA8)
V8	4.2	0.42	22.5	RDC,1^{er}	11.31	10	2x(5HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	7.85	10	2x(5HA10)
				4^{eme} 5^{eme}	5.03	10	2x(5HA 8)

Espacement

on a l'espacement admissible:

$$S_v \le \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$ D'après [1]

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 20 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.19. Vérification à l'ELS des armatures horizontales

Etage	a (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC + 1^{er}	0.15	408.70	2.10	15.06	SEC	0.6	0.6	8.6	8.6
		411.70	2.13	15.06	SEC	0.6	0.6	8.6	8.6
		55.50	1.50	15.06	SEC	0	3.3	3.7	0
2^{eme} + 3^{eme}	0.15	303.60	3.70	15.06	SPC	0.4	0.4	6.4	6.2
		126.00	7.00	15.06	SEC	0.2	0.2	2.8	2.5
		87.00	3.00	15.06	SEC	0	29.3	28.4	0
4^{eme} + 5^{eme}	0.15	279.80	5.20	15.06	SEC	0.4	0.4	6.0	5.7
		279.80	5.20	15.06	SEC	0.4	0.4	6.0	5.7
		113.70	4.64	15.06	SPC	0	37.0	37.0	0

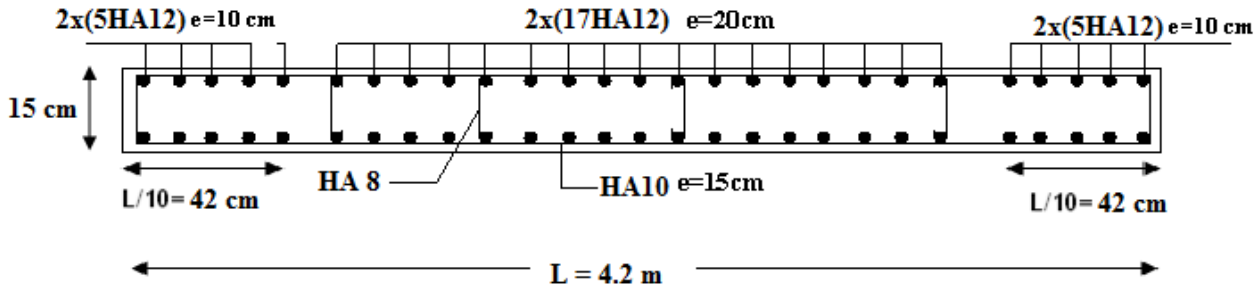


Figure. V.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1, V3, V4, V5, V6, V8) de (RDC et 1^{er})

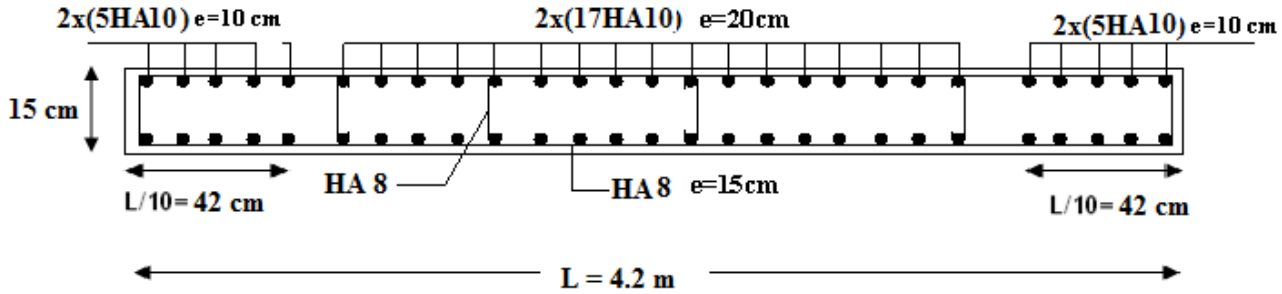


Figure. V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1, V3, V4, V5, V6, V8) de (2^{eme} et 3^{eme})

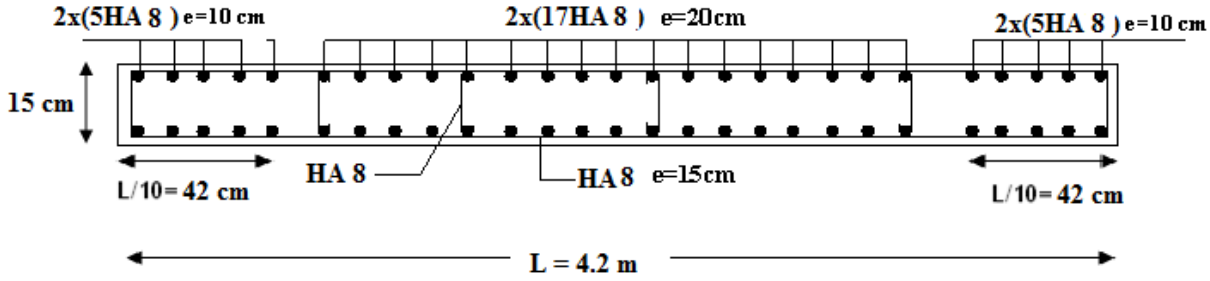


Figure. V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V1, V3, V4, V5, V6, V8) de (4 eme et 5 eme)

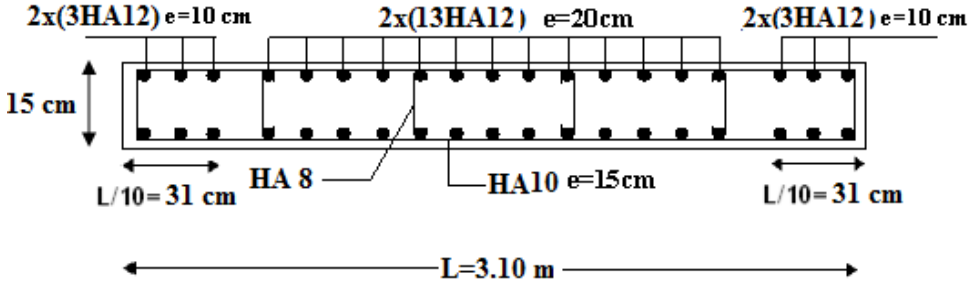


Figure. V.10. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V2, V7) de (RDC et 1er)

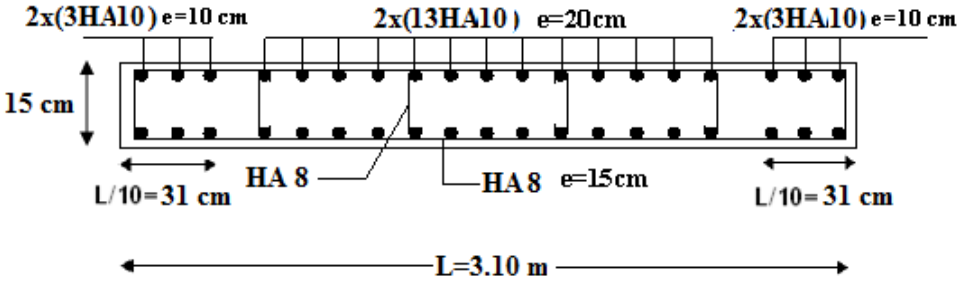


Figure. V.11. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V2, V7) de (2 eme et 3 eme)

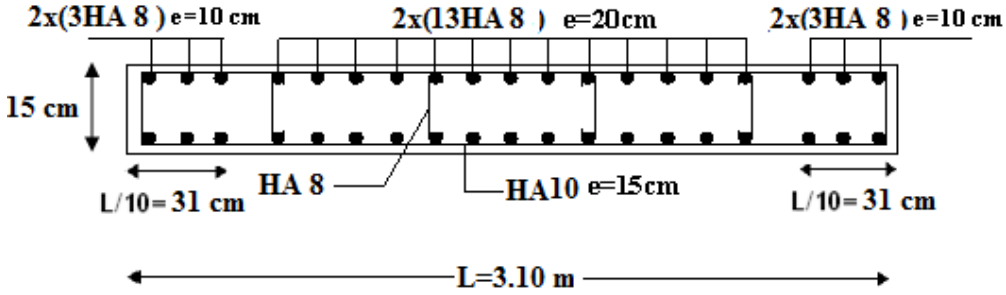


Figure. V.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V2, V7) de (4 eme , 5 eme)

V.7. Ferraillage des voiles périphériques

Au niveau de l'entre sol, on a un voile périphérique continu, entre le niveau des fondations et le niveau de base, il constitue une vraie boite rigide, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous:

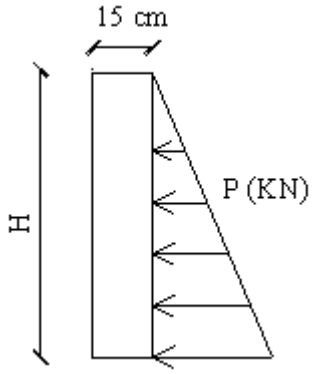
- ✓ Epaisseur ≥ 15cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

V-7. 1. Hypothèse de calcul

Le voile est sollicité en flexion simple, sous l'effet de poussé des terres seulement, dans notre cas le panneau est vertical, la terre est pleine et horizontale, et le frottement entre le voile et remblai est négligeable.

V.7. 2. Méthode de calcul

La poussé horizontale due au poids des terres:



$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma . H^2$$

γ: poids volumique des terres.

H: hauteur du voile.

k_a: coefficient de poussée : $k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

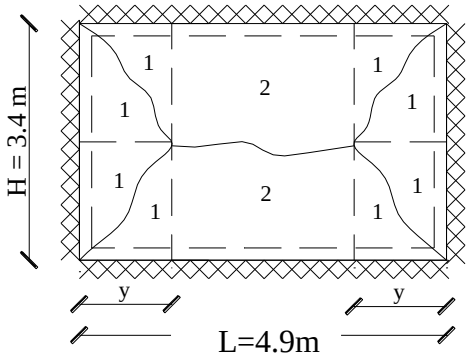
Φ: angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a:

Φ = 33°

γ = 19.10 kN/m^3.

H = 3.4 m.



$$k_a = tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{33}{2}\right) = 0.295$$

Donc: $P = \frac{1}{2} \times 0.295 \times 19.1 \times (3.4)^2 \Rightarrow P = 32.57 kN/m$

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

Principe de travail virtuel

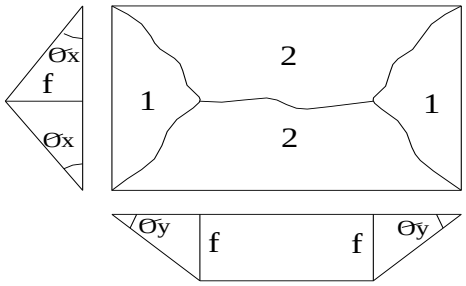
On a : $\sum T_{ext} = \sum T_{int}$

Travail externe:

$$T_{ext} = 2T_{ext}^{1} + 2T_{ext}^{2} + 4T_{ext}^{3}$$

$$T_{ext}^{1} = \frac{1}{6}P.y.H.f = 0.57\,P.f.y\,;\,T_{ext}^{2} = P.H.(L - 2y)\frac{f}{4} = P.f(4.17 - 1.7y)$$

$$T_{ext}^{3} = \frac{1}{12}P.y.H.f = 0.28\,P.f.y$$



Donc, on a : $T_{ext} = (8.33 - 1.13y)P.f$

Travail intérieur:

$$T_{int} = 2T_{int}^{1} + 2T_{int}^{2}$$

$$T_{int}^{1} = M_y(3.4)\theta_y = M_y(3.4).f / y\;;\;T_{int}^{2} = 2M_x(L/H)f = 2.88M_x.f$$

$M_X = M_Y = M$

$$T_{int} = \left(\frac{6.4}{y} + 5.77\right)Mf$$

$$T_{ext} = T_{int} \Rightarrow (8.33 - 1.13y)P.f = \left(\frac{6.4}{y} + 5.77\right)Mf$$

$$P = \frac{\left(\frac{6.4}{y} + 5.77\right)}{8.33 - 1.13y}M \Rightarrow M = \frac{8.33 - 1.13y}{\left(\frac{6.4}{y} + 5.77\right)}P$$

Position de la ligne de rupture

$$\frac{dP}{dy} = 0 \Rightarrow M = 0.64P$$

A l'E.L.U le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$M = 0.64 \times 32.57 = 20.85\,kN.m.$$

V.7. 3. Calcul du ferraillage

$M_t = M = 20.85$ kN.m.

$M_a = 0.5\ M = 10.43$ kN.m.

En travée:

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{20.85 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (13)^2} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\overline{\sigma}_S \beta d} = \frac{20.85 \times 10^3}{348 \times 0.954 \times 13} = 4.83\,cm^2$$

On choisit : **A = 7 T 10 = 5.49 cm²** avec : **esp = 15 cm**

Aux appuis:

$$\mu = \frac{10.43\times10^3}{14.2\times100\times(13)^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$\Rightarrow A = \frac{10.43\times10^3}{348\times0.978\times13.5} = 2.36\text{cm}^2$$

On choisit: **A = 5 T 10 = 3.92cm²** avec : **esp = 20 cm**

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.1\%S \Rightarrow A_{min} = 1.5\,\text{cm}^2$$

En travée: A = 6.28 cm² >1 .5cm² **(C.V).**

Aux appuis: A = 3.14 cm² >1 .5cm² **(C.V).**

Vérification de l'espacement:

$$S_t = 20\,\text{cm} \le \min\left[3.h\,;33\,\text{cm}\right] = 33\,\text{cm}$$

Armatures de répartition: $A_t \ge \frac{A}{4}$

En travée: A_t = 1.37 cm².

Aux appuis: A_t = 0.98 cm².

On choisit : **A_t = 4 T 8 = 2.01 cm².**

Vérification de l'espacement:

$$S_t = 25\,\text{cm} \le \overline{S}_t = \min\left[4.h\,;45\,\text{cm}\right] = 45\,\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07\times\frac{25}{1.5} = 1.16\,\text{MPa}$

=27.40kN Avec: P_m=(2/3)P=(2/3)32.57=21.72kN/ml

$$V_x = \frac{P_m.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = \text{=24.62kN}$$

et :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{27.40\times10^3}{1000\times130} = 0.21\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.21\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$ D'où alors……..**(C.V)**

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges. d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme. trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

- **Reconnaissance du lieu et du sol**

Pour projeter correctement une fondation. Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux. au voisinage de la construction à édifier. mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Les sols supports proviennent de dépôts alluvionnaires constitues de galate. de gravie de sable et d'alternances argileuses ;
- Du point de vue hydrologique nous n'avons pas décelé d'aquifère bien que les conditions lithologique y soient favorables ;
- De faible cohésion c=1.30 bars ;
- Le tassement total est de l'ordre de 9.30 mm ;
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est faible ;
- Le radier générale est l'un des modes les plus appropries de fondation pour ce site ;

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à σ_{sol} **= 2 bars** avec un ancrage de **2 m** sous le niveau du sous-sol.

- **Choix du Type de fondation**

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux. les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

VI.2. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie. tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées. filantes puis radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VI.2.1. Semelles isolées

On détermine par : $\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$ [6]

avec A = $\sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}}$; $\overline{\sigma_{sol}}$ = 2.0 bars

N =1129.45kN

B= $\sqrt{1129.45/(2x100)}$ = 2.37m; B=2.5m

Alors on choisi (2.5x2.5x60)

Et h=(B-b)/4+5= 0.56 = 60cm

Donc : S ≥ $\frac{1413.23}{250}$= 5.65 m²

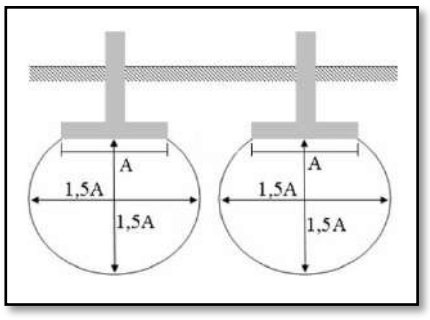


Figure VI.1. Les bulles de pression

Poids propre : 2.5x2.5x0.6x25+ (2-0.6) x18 = 118.95 KN

N_{tot}= 1129.45+118.95= 1248.4 KN

Calcul des contraintes

Ex=12.29/1248.4=9.8x10^{-3}< (B/6) =0.41 Répartition Trapézoïdal

Ey=1.732/1248.4=1.38x10^{-3}< (B/6) =0.41 Répartition Triangulaire

σ_x = (1+(3x0.01)/2.5)x(1248.4x10^{-3})/2.5x2.5=2.02 MPa

σ_y = (1+(3x0.001)/2.5)x(1248.4x10^{-3})/2.5x2.5=2.01 MPa

Conclusion

D'après ces résultats. on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles. On passe alors à l'étude des semelles filantes.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux. Les semelles seront de deux natures :

- Semelles filantes sous des poteaux SF1 ; SF2 ; SF3 .
- Semelles filantes sous voiles et poteaux SF4; SF5.

VI.2.2. Semelles filantes

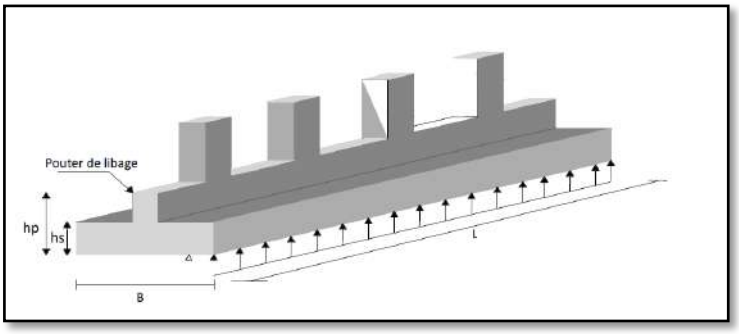


Figure VI.2. Schéma des Semelles filantes.

-Dimensionnement

Les semelles filantes sont dimensionnées a ELS sous l'effort N : Ns = G + Q

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma_{Sol}}} \qquad [6]$$

$\overline{\sigma_{Sol}}$: Contrainte admissible du sol vaut 0.20 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4}$

Hauteur totale: h = d + c

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

Tableau. VI.1.Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux.

Semelle	L (m)	N(KN)	b_{pot} (cm)	B(m)	$B_{adopté}$(m)	d (cm)	h (cm)
SF1	16.8	7652.21	45	1.35	1.50	27	30
SF2	12.6	6136.75	45	1.14	1.30	22	25
SF3	8.40	2868.96	45	1.00	1.20	19	22

-Vérification des contraintes

$$\sigma_m = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelles} + P_{AmorceSpoteaux} + P_{remblai}}{\sigma_{sol}} \qquad [6]$$

Tableau. VI.2.Vérification des contraintes à l'ELS.

Semelle	σ_m	σ_{sol}	$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$
SF1	0.19	0.2	CV
SF2	0.18	0.2	CV
SF3	0.16	0.2	CV

VI.2.2.A Calcul du Ferraillage

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle filante AxB par la méthode des bielles à l'ELU et a l'ELS et on adopte par la suit le max des deux résultats.

Les armatures principales-transversales- Ab et les armatures de répartitions -longitudinales- Arép Avec ces espacements sont déterminés respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales

$$N' = N\left(1 + \frac{3e_{0b}}{B}\right) \qquad [2]$$

D'où : $A = N'\frac{(B-b)}{8d_b\sigma_s}$ et $Esp = \frac{A - 2e - \phi}{(n-1)}$ [1]

Armatures de répartition

$A_{rép} = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4}$et Esp $= \frac{A - 2e - \phi}{(n-1)}$ [1]

Armatures principales

Tableau. VI.3 .Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	N_u (kN)	N_{ser}(KN)	B(cm)	B(cm)	A_b(cm²)	A_b/ml(cm²)	A finl(cm²)	Esp(cm)
SF1	7652.21	6367.3	45	1.50	209.33	7.81	7HA 12	15
SF2	6136.75	4261.25	45	1.30	72.23	6.51	6HA 12	15
SF3	2868.96	2556.75	45	1.20	42.89	5.39	5HA 12	15

Armatures de répartition :

Tableau. VI.4 Armatures de répartition des semelles filantes.

Semelle	$A_{répcal}$(cm²)	$A_{rép}$(cm²)	Esp (cm)
SF1	2.97	3HA12 =3.39	15
SF2	2.11	2HA12 =2.26	15
SF3	1.61	2HA12 =2.26	15

VI.2.2.B. Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= $\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau. VI.5. La vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	ΣN_{ELU}(kN)	ΣM_{ELU}(kN.m)	e_0=M/N(m)	B(m)	B/4(m)	$e_0 \leq B/4$
SF1	7652.21	315.7	0.041	1.50	0.375	Ok
SF2	6136.75	236.25	0.038	1.30	0.325	Ok
SF3	2868.96	149.18	0.052	1.20	0.300	Ok

VI.2.2.C. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2 MPa.

La longueur de scellement égale à : ls= $\frac{\emptyset \times fe}{4 \times \tau_s}$

- ls ≥ B/4: Ancrage courbe.
- B/8≤ ls ≤ B/4: ancrage courbe ou rectiligne.

- ls ≤ B/8: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau. VI.6.Longueur de scellement.

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF1	12	40	0.188	0.375	Courbe
SF2	12	40	0.163	0.325	Courbe
SF3	12	40	0.150	0.300	Courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.2.3. Ferraillage de la poutre de libage

- **Dimensionnement**

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau. Sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier. pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant : $l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$

Avec : L_{max}=Max [l_i] et

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \qquad [6]$$

Où : E : module d'élasticité du béton (E=32164.2MPa)

b : largeur de la poutre prise égale à la largeur b du poteau

K : coefficient de raideur du sol (K=4 Kg/cm^{3}pour un sol moyen)

I : moment d'inertie de la poutre de libage $\left(I = \frac{b.h_p^3}{12} \right)$

h_p : la hauteur de la poutre de libage $\left(h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0,5.K.l^4_{max}}{E}} \right)$

Les poutres de libage (PLi) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1et SF2et SF3) respectivement.

Tableau VI.7. Dimensionnement de la poutre de libage

Semelle	Semelle	L (m)	K	h(m)	b (m)	$\pi/2$ (m)	$L \leq \pi/2$
SF1	F1	5.25	4	0.95	45	6.71	Ok

Les dimensions de la poutre de libage sont : b = 0.45 m ; h = 0.95 m.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction

Avec : ΣNi :la somme des efforts normaux. $q = \frac{\sum N}{L}$

L : La longueur totale de la poutre de libage.

Tableau VI .8. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Semelle	Σ Ni(ELU)(kN)	Σ Ni(ELS)(kN)	L(m)	q_u (kN /m)	q_{ser} (kN /m)
SF1	3078.25	2546.92	5.25	586.33	485.12

VI.2.3.b. Calcul des moments

Tableau VI.9. Détermination des moments de la poutre de libage.

Semelle	**ELU**		**ELS**	
	Ma (kN.m)	Mt (kN.m))	Ma (kN.m)	Mt (kN.m))
SF1	439.95	325.37	326.21	241.25

VI.2.3.c. Calcul du ferraillage

1. **Armatures longitudinales**

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2}$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a: $\mu \leq \mu l = 0.392 \Longrightarrow A' = 0$ et $A = \frac{M}{\beta.d.\sigma s}$ [2]

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau

Tableau.VI.10 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.

Semelle		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
SF1	Travée	325.37	95	9.87	0	3HA16+3HA14=10.65
	Appui	439.95	95	12.02	0	6HA16=12.06

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration peu nuisible : $[\sigma_b]$= 15Mpa

Tableau VI.11. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage.

Semelle		A_{ELU} (cm²)	M_{ser}(kN.m)	σ_b(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
F1	Travée	10.65	241.25	4.4	Oui
	Appui	13.60	326.21	5.25	Oui

2. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 95cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales. Posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte **2 HA 12 =2.26cm².**

3. Armatures transversales

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires. On a :

Avec : fc28 = 25 MP

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$ [1]

Tableau VI.12. Vérification des armatures transversales de la poutre de libage.

Semelle	Vu	τu	$\overline{\tau}$u	$\tau_u < [\tau]$
F1	701.23	1.61	3.33	C.V
F2	676.90	1.55	3.33	C.V
F3	540.54	1.24	3.33	C.V

Tableau VI.13.calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

	CBA 93		RPA 99			At_{choisi} et St_{choisi}	
τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	At_{choisi} (cm²)	St_{choisi}(cm)
1.61	10	3.12	30	15	4.05	4HA12=4.52	15
1.55	10	2.93	30	15	4.05	4HA12=4.52	15
1.24	10	1.94	30	15	4.05	4HA12=4.52	15

- Vérification de la flèche

Tableau VI.14. Vérification de la flèche pour la poutre de libage.

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	Mt/10Mo	Vérif.2	A/bo.d	4.2/fe	Vérif.3
Poutre de libage	4.25	100	0.235	0.0625	C.V	0.08	C.V	0.0024	0.0179	C.V
	3.95	100	0.253	0.0625	C.V	0.08	C.V	0.0017	0.0179	C.V

VI.2.4. Semelles filantes sous poteaux et voiles

On dimensionne cette semelle avec la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles aux niveaux de la semelle.

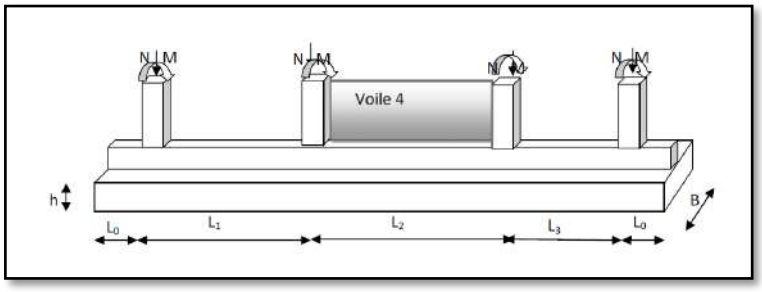


Figure VI.3.Semelle filante sous poteaux et voile.

-Dimensionnement

Les semelles filantes sont dimensionnées a ELS sous l'effort N : Ns = G + Q

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4}$

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

Tableau VI.15**.** Dimensionnement de la semelle filante sous voile et poteaux.

semelle	L (m)	N(kN)	b pot(cm)	B(m)	$B_{adopté}$(m)	d (cm)	h (cm)
SF4	4.2	4890.76	45	1.30	1.30	22	25
SF5	16.8	9507.76	45	1.65	1.20	19	22

-Vérification des contraintes

$$\sigma_m = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelles} + P_{AmorceSpoteaux} + P_{remblai} + P_{Amorcesvoiles}}{\sigma_{sol}}$$

Tableau. VI.16. Vérification des contraintes à l'ELS.

semelle	σ_m	σ_{sol}	$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$
SF4	0.17	0.20	C.V
SF5	0.18	0.20	C.V

VI.2.4.A Calcul du Ferraillage

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle filante AxB par la méthode des bielles à l'ELU et a l'ELS et on adopte par la suit le max des deux résultats.

Les armatures principales-transversales- Ab et les armatures de répartitions -longitudinales- $A_{rép}$Avec ces espacements sont déterminés respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales

$$N' = N(1 + \frac{3e_{0b}}{B})$$

D'où : $A = N' \frac{(B-b)}{8 d_b \sigma_s}$ et $Esp = \frac{A - 2e - \phi}{(n-1)}$

Armatures de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \text{ et } Esp = \frac{A - 2e - \phi}{(n-1)}$$

Armatures principales :

Tableau. VI.17 .Armatures principales des semelles filantes.

semelle	N_u (KN)	N_{ser}(kN)	b(cm	b(m)	Ab(cm²)	Ab(cm²)	A $_{fil}$ (cm²)	Esp
SF4	4890.76	2955.25	45	1.30	174.59	6.51	6HA12=6.79	15
SF5	9507.76	6774.16	45	1.65	66.08	6.00	6HA12 =6.79	15

Armatures de répartition :

Tableau. VI.18 Armatures de répartition des semelles filantes.

semelle	$A_{répcal}(cm^2)$	$A_{rép}(cm^2)$	Esp (cm)
SF4	2.21	2 HA12 = 2.26	15
SF5	2.04	2 HA12 = 2.26	15

VI.2.4.B. Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e=\frac{M}{N}\leq\frac{B}{4}$).

Tableau. VI.19 La vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	$\Sigma N_{ELU}(kN)$	$\Sigma M_{ELU}(kN.m)$	$e_0=M/N(m)$	B(m)	B/4(m)	$e_0 \leq B/4$
SF4	5890.76	1314.48	0.0109	1.30	0.320	ok
SF5	9507.76	1540.5	0.0302	1.65	0.415	ok

VI.2.4.C. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls=\frac{\emptyset\times fe}{4\times\tau_s}$

- -ls ≥ B/4: Ancrage courbe.
- -B/8≤ ls ≤ B/4: ancrage courbe ou rectiligne.
- ls ≤ B/8: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

Tableau. VI.20.Longueur de scellement.

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF4	12	40	0.163	0.320	Courbe
SF5	12	40	0.206	0.415	Courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.2.5. Ferraillage de la poutre de libage

- **Dimensionnement**

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et lesmoments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau. sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier. pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant : $l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$

Avec : l_{max}=Max [l_i] et

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Où : E : module d'élasticité du béton (E=32164.2MPa)

b : largeur de la poutre prise égale à la largeur b du poteau

K : coefficient de raideur du sol (K=4 Kg/cm^{3}pour un sol moyen)

I : moment d'inertie de la poutre de libage $\left(I = \frac{b.h_p^3}{12} \right)$

h_p : la hauteur de la poutre de libage $\left(h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0,5.K.l^4_{max}}{E}} \right)$

Les poutres de libage (PLi) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF4et SF5) respectivement.

Tableau VI.21. Dimensionnement de la poutre de libage.

Semelle	Semelle	L (m)	K	h(m)	b (m)	π/2 (m)	L ≤π/2
SF4	F4	4.2	4	0.90	0.45	6.71	ok

Les dimensions de la poutre de libage sont : b = 0.45 m ; h = 0.90 m.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence àdéterminer la réaction du sol q (KN/m²) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec : ΣNi :la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée). sous l'effet de la charge q(kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI .22. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Semelle	Σ Ni(ELU)(kN)	Σ Ni(ELS)(kN)	L(m)	q_u (kN /m)	q_{ser} (kN /m)
SF4	1616.11	1186.08	4.2	384.79	282.40

Tableau VI.23. Détermination des moments de la poutre de libage.

Semelle	**ELU**		**ELS**	
	Ma (kN.m)	Mt (kN.m))	Ma (kN.m)	Mt (kN.m))
SF4	422.88	312.74	314.40	232.52

VI.2.5.c. Calcul du ferraillage

1. Armatures longitudinales

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a:} \quad \mu \leq \mu l = 0.392 \Longrightarrow A' = 0 \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta . d . \sigma s}$$

Tableau.VI.24. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.

Semelle		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
SF4	Travée	312.74	95	9.48	0	3HA16+3HA14=10.65
	Appui	422.88	95	12.02	0	6HA16=12.06

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration peu nuisible : $[\sigma_b]$= 15Mpa

Tableau VI.25. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage

Semelle		A_{ELU} (cm²)	M_{ser}(kN.m)	σ_b(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
SF4	Travée	10.65	232.52	4.24	Oui
	Appui	13.60	314.40	5.06	Oui
SF5	Travée	9.11	221.05	4.37	Oui
	Appui	11.59	280.76	4.91	Oui

2. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 100 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales. des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte **2 HA 12 =3.39cm².**

3. Armatures transversales :

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires. on a :

Avec : fc28 = 25 MPa $\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$

Tableau VI.26. Vérification des armatures transversales de la poutre de libage.

Semelle	Vu	τu	$\overline{\tau}$u	$\tau_u < [\tau]$
SF4	674.02	1.54	3.33	C.V
SF5	622.85	1.43	3.33	C.V

Tableau VI.27. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

	CBA 93		RPA 99			At_{choisi} et St_{choisi}	
τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	At_{choisi} (cm²)	St_{choisi}(cm)
1.54	10	2.90	30	15	4.05	4HA12=4.52	15
1.43	10	2.55	30	15	4.05	4HA12=4.52	15

- Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Tableau VI.28. Vérification de la flèche pour la poutre de libage.

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	Mt/10Mo	Vérif.2	A/bo.d	4.2/fe	Vérif.3
Poutre libage	4.25	100	0.235	0.0625	C.V	0.08	C.V	0.0024	0.0179	C.V

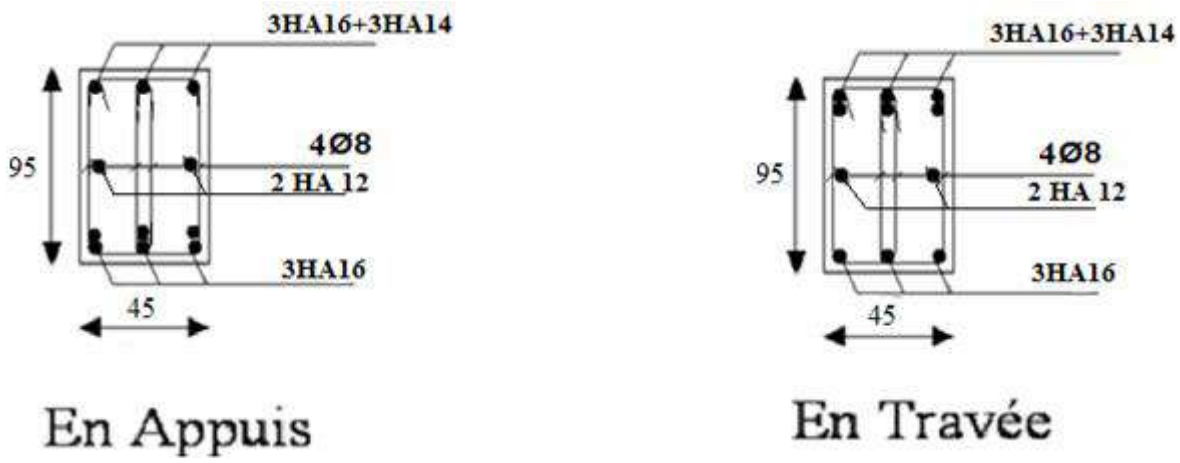


Figure VI.4: Les armatures des poutres de libage.

VI.3. Les longrines

Les longrines sont des poutres. en béton armé. qui reposent sur le sol. leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction. reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction. et reliée les poteaux entre eux.

VI.3.1. Pré dimensionnement [1]

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm² ; On adopte une section de 30 x 30 cm².

VI.3.2. Sollicitations [1]

Dans notre cas on va prendre une valeur plus défavorable que notre site, α=12

N_u= 1932 .97kN ;N_{ser}=1413.23kN $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ kN

F_u= 161.08kN.F_{ser} = 117.77kN

VI.3.3.Ferraillage:

- **Etat Limite Ultime:**

Les armatures longitudinales sont données par :$A_u = \frac{Fu}{\sigma s}$

$$A_u = \frac{161,08 \times 10^3}{348} = 4,63 cm^2$$

-Condition de non fragilité: (CBA 93)

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 45 \times 2,1}{400} = 7,09cm^2 \Rightarrow A \geq 7,09cm^2$$

Vérification a l'ELS :

- **Etat limite de service: (CBA 93)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202\text{MPa} \quad \text{Avec : } N_{ser} = 1413.23\text{KN}$$

$$\text{Alors :} \quad A_{ser} \geq \frac{1413,23 \times 10^3}{10 \times 202} = 7\ \text{cm}^2$$

- **Section minimale donnée par le RPA 99:**

$A_r \geq 0,6\,\%\,\text{B}$

Alors: $A_r \geq 0,6\,\% \times (30\text{x}45) \Rightarrow A_r = 8,10\ \text{cm}^2$

- **Résultats:**

$$\text{A} = \max\left[\text{A}_u, A_{ser}, A_{CBA}, A_{RPA}\right] = 4,63\ \text{cm}^2$$

On adopte : **6HA14=9.24 cm²**

- **Armatures transversales:**

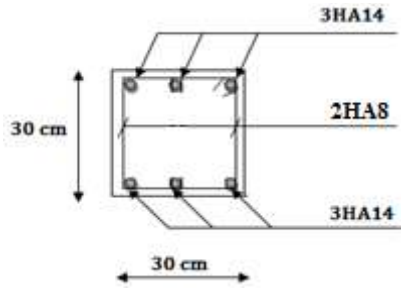
$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66\ \text{mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

- **Espacement:**

$$S_t = \min\left[20\text{cm} ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm} ; 21\text{cm}\right]$$

On adopte : $S_t = 15$ cm.



VI.5. Figure Ferraillage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans aucune rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation (0%).

- Vue la forme du bâtiment, il est bien attendu qu'on obtient une structure un peu rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,44s et un nombre des modes (6 modes) avant atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause principale de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x40cm²) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA14 et HA12) et même acceptable sur le plan exécutif.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté sur le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Cependant, les voiles reprennent parfaitement l'effort sismique. Ce qui bien traduit par la présence des sections entièrement comprimées des poteaux pratiquement dans tous les niveaux. Ce point révèle l'importance d'une conception parasismique avec des voiles de contreventement, surtout lorsqu'il s'agit d'une structure de forme irrégulière.

- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était la meilleure solution pour satisfaire les conditions de stabilité.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul réglementaire. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

BIBLIOGRAPHIE

[1] : REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA 99).

[2] : REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME (CBA 93).

[3] : METHODE DE DEUX ET GORISSE.

[4] : CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION.

[5] : COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS G. SANGLERAT.

ANNEXE 1

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

-Son poidspropre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dontl'intensitéest la plus grande de 1 kNou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doitcalculer la flècheet la comparer avec la flèche admissible pour qu'onpuisse savoir sinotrepoutrellenécessite des étaiementsafin de cesderniersaident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelleavantcoulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$-\mu_l = 0.392$$

pour les pouters et bandes de dalles

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation:

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$$ Pour les déformations instantanées

$$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$ Pour les déformations de longue durée.

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

avec:

n=15;

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ:le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho \frac{A}{b_0.d}$$

b_0:la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

Adéfaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures,on peut admettre que les flèches$f_i$et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

ANNEXE 2

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

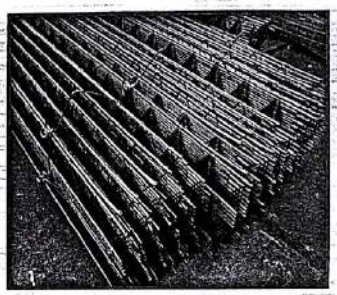
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

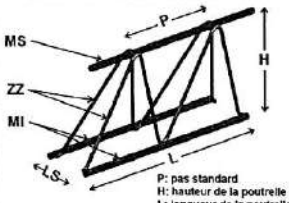


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE3

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si lesinégalitésci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$$

-Pour les Poutrelles

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3{,}6}{f_e}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec:

-$\mathrm{M_t} = \mathrm{k} \times \mathrm{M_0}$

K : Est un coefficient rédacteur$(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$

ANNEXE 4

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة القـــلد الجـــزائـــر

TREFAL تريفال
REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

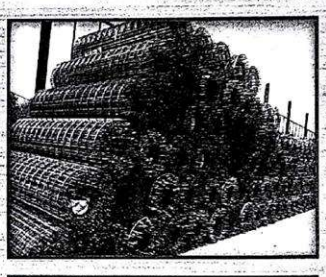
C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

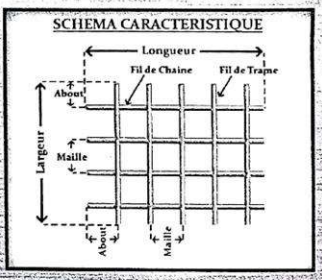
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craqué :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

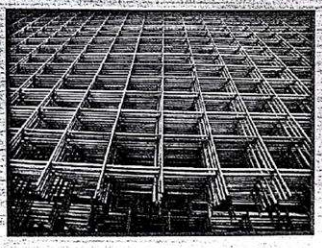
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE5

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le

Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

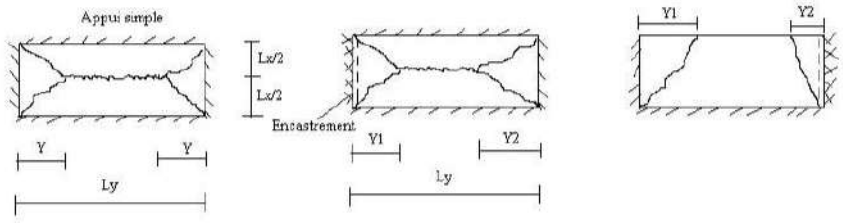
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

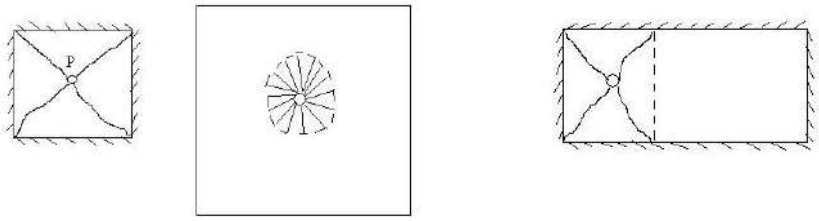
-Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

*a)***Cas des charges réparties**



*b)***Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \textbf{des Travaux Externes} - \sum \textbf{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE 6

LOI DE DEGRESSION

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7$=1.5 kN/m²(étage à usage habitations) ;

Q_8 = 2.5 kN/m² (étage à usage bureaux).

6émé étage :Q_0

5émé étage :$Q_0 + Q_1$

4émé étage :$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3émé étage :$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2émé étage :$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1ier étage :$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC :$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$