République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structure

Thème :

Étude d'un bâtiment RDC + 6 étages À usage d'habitation

Présenté par:

Guers Nazih

Salmi Abdelmouneim

Encadré par :

Mme : LACHENANI . A

Co –promoteur :

Mr: Abdellah El Hadj.A

Promotion Juin 2018

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى:

- هيكلة ودراسة بناية مكونة من طابق أرضي + ستة طوابق والمقرر بناؤها في إطار إنشاء قطب عمراني جديد بسيدي عبد الله ولاية الجزائر، و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا III.
- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +جدران مسلحة.
- قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
  - القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
  - قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج « SAP2000 version 17 »

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment (RDC+6), qui sera implanté à Sidi Abdellah Wilaya D'ALGER dans le cadre de création d'un nouveau pôle urbain; cette région est classée dans la zone de forte sismicité III.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système auto-stable contreventé par 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'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **SAP 2000 version 17** ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Summary:

This project is a conception and study of a building containing blocs (RDC+6), it will be implanted at Sidi Abdellah ALGER in the setting of creation of a new urban pole; this region is classified in the zone III of strong seismicity.

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is assured by a system auto-steady with shear walls.

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **SAP 2000 version 17** ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.



REMERCIEMENT



Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et maitre de l'univers, de toutes ces beautés. Ce jour marque la fin d'une grande période d'étude à l'université de Médéa.

Un très grand merci à:

- *Notre promotrice Mme **Lachenani.A** et co-promoteur Mr **Abdellah elhadj.A** pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de cette étude.*
- *Mes remerciements s'adressent également à **Mr khelladi.M, Mr Boukendakdji.O** qu'ils ont toujours été disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire.*
- *Nous adressons nos remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours durant notre cursus universitaire pour l'obtention du diplôme.*
- *Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire Yahia fares de Médéa et à tous nos amis avec qui nous avons gardé de bons souvenirs et des bons moments passés ensemble.*
- *Et pour conclure, un dernier remerciement à toute la promotion2017-2018 de génie civil de l'université Dr Yahia fares de Médéa, option structures tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.*

Guers Nazih / Salmi Abdelmouneim

Dédicace





A ceux qui m'ont et aimés et accompagnés durant la vie.

Ma vie : à très chère mère.

Mon principe : à très cher père.

A mes frères Amine, Imad et ma sœur.

A toute personne de la famille Guers et Salmi.

A Mon binôme « Salmi Abdelmouneim », A qui je souhaite la réussite, ainsi qu'à sa famille.

A mes frères et mes sœurs de 2ème année master génie civil promo 2018.

A mes chers amis Islam, Brahim, Asma, Besma.

A tous mes collègues de l'université.

A tous mes enseignants de l'université.

& A tous ceux que j'ai oubliés.

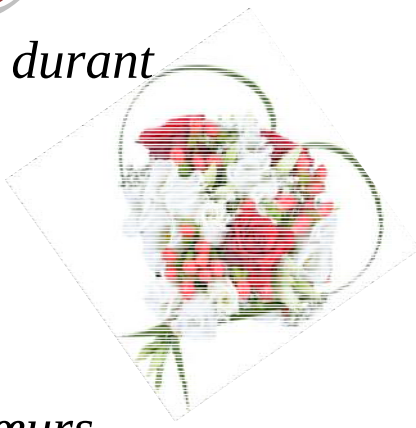
Je dédie ce travail.



NAZIH

Dédicace





A ceux qui m'ont et aimés et accompagnés durant la vie.

Ma vie : très cher mère.

Mon principe : très cher père.

A mes frères Hamza, Mohamed et mes sœurs.

A toute personne de la famille Salmi et Guers.

A Mon binôme « Guers Nazih », A qui je souhaite la réussite, ainsi qu'à sa famille.

A mes frères et mes sœurs de 2ème année master génie civil promo 2018.

A mes amis Souad, Oussama, Omar, Farouk, Dounia

A tous mes collègues de l'université.

A tous mes enseignants de l'université.

& A tous ceux que j'ai oubliés.

Je dédie ce travail.



Abdelmouneim

SOMMAIRE:

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 INTRODUCTION :……01

I.2 PRESENTATION DU BATIMENTS :……...01

I.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT:……...01

I.2.1 -DIMENSION EN ELEVATION :… ……..……....01

I.2.2 -DIMENSION EN PLAN :…….....02

I.4 CONCEPTION DE LA STRUCTURE : :.....……02

I.4.1 OSSATURE DE L'OUVRAGE :…….....02

I.4.2 PLANCHER :…….03

I.4.3 ESCALIER : ……..... 03

I.4.4 MACONNERIE : ……..... 03

I.4.5 REVETEMENT:……....04

I.4.6 L'ACROTERE : ……...04

I.4.7 FONDATION :……...04

I.5 . LES HYPOTHESES DE CALCUL : …….....04

I.5.1 BETON :……...04

I.5.2 ACIER :……...04

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 INTRODUCTION :……..…….....05

II.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :…….……..05

II.2.1.Plancher à corps creux:.....*05*

II.2.2.Les dalles pleines :.....*06*

II.3.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:…….....07

II.3.1.Maçonnerie :…….....07

II.3.2.Plancher terrasse :……..... 07

II.3.3.Plancher courant :…….....08

II.3.4.Dalle pleine : terrasse (balcon)……..08

II.3.5.Dalle pleine : étage courant (balcon)……..09

II.4 PRE-DIMENSIONNEMENT :……09

II.4.1.Pré-dimensionnement des poutres:…….....09

II.4.2.Pré-dimensionnement des poteaux ……10

II.4.3.Pré-dimensionnement des voiles ……15

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires.

III.1. L'ACROTERE :…….....16

III-1-1 INTRODUCTION :……. ……. …..16

III.1.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :……...….....16

III .1.3. FERRAILLAGE :………………………………………………………..…………..........................17
III.1.4 . VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT…………………………………….…….18
III.2.L'ESCALIER :…………………………………………..………………………………………….......19
III.2.1.INTRODUCTION :…………….… ……………………………………………………….…………19
III.2.2. ETUDES D'ESCALIERS A TROIS VOLEES AVEC DEUX PALIERS INTERMEDIAIRE :………. ……....19
III.2.3. CALCUL DU FERRAILLAGE :……………………………………………………….……….....25
III.2.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :……………………………………………………….......27
III.3. LES POUTRELLES………………………………………………………………………………….29
III.3.1. Calcul des poutrelles : …………………………… ……………………………………..…..29
III.3.2. AVANT COULAGE :………………………… ……………………………….................30
III.3.3. APRES COULAGE :……………………………… ……………………………….................31
III.3.4. CALCUL DE FERRAILLAGE: :……….… ………………………………………….......................37
III.3.5. FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION…………………………………...………...38
III.4.LA DALLES PLEINES :…………………………………………………………..........................40
III.4.1 INTRODUCTION ………………………...………………………………………………………....40
III.4.2.METHODE DE CALCULE ….…………………………………………….……………….......40
III.4.3.PRINCIPE DE CALCUL ……………......………………………………………………………......40
III.4.4.CALCUL DES DALLES TRIANGULAIRES ……….………………………………………….......41
III.4.5.CALCUL DE FERRAILLAGE ………..………………..43

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1 INTRODUCTION:….…………………………………………………...46
IV.1.1 Choix de la méthode de calcu………………………………………….......................46
IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :…………………………………………..........46
IV.1.3 dispositions des voiles :……………………………………………………….............49
IV.1.4 Calcul d'excentricité …………………………………………….……......................49
IV.1.5 Justification coefficient de comportement R ………………………….……..........……........50
IV.2.RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE ....……………………….............52
IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :………………... ……..............53
IV.2.2 vérification de participation massique ……………………………...……………..54
IV.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : ………………....…..........54
IV.2.4 Vérification de la stabilité au renversement ……………………………………….....56
IV.2.5 Vérification des déplacements en tête :…………………….…………………..... …..57
IV.2.6 Vérification des déplacements :.……………………………………………………… …....*58*
IV.2.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base……………………………………59
IV.2.8VERIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ :……………………………… ……………...59

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants.

I. INTRODUCTION :.....61

II. FERRAILLAGE DES POUTRES :.....61

II.1.RECOMMANDATION DES REGLEMENTS :.....62

II.2.FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES A L'ELU :.....63

II.2.1.Les poutres principales 63

II.2.2.Les poutres secondaires 63

II.3.VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE : 63

II.3.1.Les poutres principales : 64

II.3.2.Les poutres secondaires.....64

II.4.VERIFICATION DES POUTRES SELON LES CONDITIONS RPA ET CBA : 65

II.4.1.Les poutres principales.....65

II.4.2.Les poutres secondaires.....65

II.5.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : 65

II.6.VERIFICATION DE LA FLECHE.....66

II.6.1.Poutre principale : 66

II.6.2.Poutre secondaire : 66

III. FERRAILLAGES DES POTEAUX : 68

III.1.RECOMMANDATION DU REGLEMENT RPA99V2003 : 68

III.1.1.Armatures longitudinales.....68

III.1.2.Armatures transversale.....68

III.2.FERRAILLAGES DES POTEAUX CARRES : 69

III.2.1. A l'ELU : 69

2.1.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :.....70

IV.FERRAILLAGES DES VOILES.....72

IV.1.LES VOILES PLEINS :.....72

IV.2.VOILES AVEC FILES D'OUVERTURES 72

IV.2.1.Les trumeaux.....72

IV.2.2.Les linteaux 72

IV.3.RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS 73

IV.3.1.Recommandation du RPA99v2003.....73

IV.3.2.Recommandations du CBA93 73

IV.3.3.Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 74

IV.4.FERRAILLAGE DES VOILES PLEINS : 75

IV.4.1.Armatures verticales : 75

IV.4.2.Calcul des armateurs horizontaux : 76

IV.4.3.Armatures transversales : 77

IV.5.FERRAILLAGE DES VOILES AVEC OUVERTURE : 77

IV.5.1.Les trumeaux.....77

IV.5.2.Les linteau.....77

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

I.INTRODUCTION ……82

II.CALCUL DES FONDATIONS ……...83

II.1.DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES :……..……..83

II.2.VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LA SEMELLE A L'ELS :…….…….....83

II.3.VERIFICATION DE L'INTERFERENCE ENTRE DEUX SEMELLES ……....84

III.CALCUL DES SEMELLES FILANTES :……..85

III.1SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX :…….……...85

III.1.1.Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :…….86

III.1.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :…… ……..86

III.2.SEMELLE FILANTE (CONTINUE) SOUS UN VOILE :…… ……..86

III.2.1.Dimensionnement Semelle filante (continue) sous un voile :…… ……..86

III.2.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :…… …..87

IV. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE LIBAGE :…….87

V.FERRAILLAGE :……...88

Les semelles filantes :…..…….....88

V.1.SEMELLE FILANTE (CONTINUE) SOUS PLUSIEURS POTEAUX :…….88

V.2.SEMELLE FILANTE (CONTINUE) SOUS UN VOILE :…….……...88

V.3.LONGUEUR DE SCELLEMENT "LS" :…… …….....88

V.4.POUTRE DE LIBAGE ……...90

VI.VERIFICATION DE LA STABLITE AU RENVERSEMENT ……92

VII.FERRAILLAGE DES LONGRINES ……...94

VII.1.RECOMMANDATION DES REGLEMENTS……...94

VII.2.FERRAILLAGE A L'ETAT LIMITE ULTIME ……...95

VII.2.1.Armatures longitudinales…….95

VII.2.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service ……95

VII.2.3.Calcul des armatures transversales……..96

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

TABLEAU I.1 : HYPOTHESE DE CALCUL BETON 04
TABLEAU I.2 : HYPOTHESE DE CALCUL ACIERS 04

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux

TABLEAU II.1. CHARGE PERMANENTE DU MUR SIMPLE CLOISON..... 07
TABLEAU II.2 : CHARGE PERMANENTE DU MUR DOUBLE CLOISON. 07
TABLEAU II.3 : CHARGES PERMANENTES DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE..... 07
TABLEAU II.4 : CHARGES PERMANENTES DU PLANCHER COURANT 08
TABLEAU II.5 : CHARGES PERMANENTES DU BALCON (TERRASSE)..... 08
TABLEAU II.6 : PERMANENTES DU BALCON (ETAGE COURANT) 09
TABLEAU II.7 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 10
TABLEAU. II.8 CALCUL DE L'EFFORT N.: 11
TABLEAU II.9 : DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES. 12
TABLEAU II.10 : DETERMINATION DES CHARGES D'EXPLOITATION 13
TABLEAU .II.11 : DETERMINATION DE L'EFFORT NORMAL ULTIME..... 14
TABLEAU II.12 : VERIFICATION DES CONDITIONS 14
TABLEAU II.13 : VERIFICATION AUX ZONES NODALES 15
TABLEAU II.14 : L'EPAISSEUR DES VOILES 15

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires

TABLEAU III.1 : DETERMINATION DES EFFORTS A L'ELU ET L'ELS..... 16
TABLEAU III.2 : PARAMETRE DE CALCUL..... 17
TABLEAU III.3 : CHARGES ET SURCHARGE DE LA PAILLASSE DE L'ESCALIER 20
TABLEAU III.4 : CHARGES ET SURCHARGE DU PALIER DE L'ESCALIER..... 20
TABLEAU III.5 : COMBINAISONS DES CHARGES DE L'ESCALIER..... 21
TABLEAU III.6 : LES RESULTATS..... 24
TABLEAU III.7 : PARAMETRE DE CALCUL..... 25

TABLEAU III.8 : LES RESULTATS DE LA FLEXION SIMPLE 25
TABLEAU.III.9 : VERIFICATION DE L'ESPACEMENT 26
TABLEAU III.10 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE. 26
TABLEAU III.11 : LES RESULTATS 28
TABLEAU III.12 : : PARAMETRES DE CALCUL 28
TABLEAU III.13 : LES RESULTATS DE LA FLEXION SIMPLE 29
TABLEAU III.14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE 29
TABLEAU III.15 : DETERMINATION LE NOMBRE D'ETAIEMENT 31
TABLEAU III.16 : ACTION DE CALCUL DES POUTRELLES APRES COULAGE 32
TABLEAU III.17 : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A 2 TRAVEES (ELU)33
TABLEAU III.18. : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A 2 TRAVEES (ELS) 34
TABLEAU III.19 : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A 4 TRAVEES (ELU)35
TABLEAU III.20 : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A 5 TRAVEES (ELU)35
TABLEAU. III.21 : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A 5 TRAVEES (ELS). 36
TABLEAU.III.22 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES. 36
TABLEAU.III.23 : : ARMATURES CHOISIS EN TRAVEE ET EN APPUI 37
TABLEAU.III.24 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE 37
TABLEAU.III.25 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT 37
TABLEAU.III.26 : : VERIFICATION DES FLECHES 38
TABLEAU. III.27 : LES CHARGES A L'ETAT ULTIME ET SERVICE DANS LES ETAGES. 41
TABLEAU.III.28 : CALCUL DE FERRAILLAGE A L'ELU 43
TABLEAU.III.29 : VERIFICATION DES CONTRAINTES 44
TABLEAU.III.30 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT 44
TABLEAU.III.31 : VERIFICATION DE LA FLECHE 45

Chapitre IV : Etude dynamique.

TABLEAU. IV.1 : DETERMINATION DU FACTEUR DE QUALITE. 47
TABLEAU. IV.2 : LE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES 49
TABLEAU. IV.3 : CALCUL DE CENTRE DE MASSE ET CENTRE D'INERTIE 50
TABLEAU.IV.4 : CALCUL D'EXCENTRICITE 50
TABLEAU.IV.5 : JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R SUIVANT X 50

TABLEAU.IV.6 : VERIFICATION DU COEFFICIENT COMPORTEMENT R SUIVANT X EN POURCENTAGE 51
TABLEAU.IV.7 : JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R SUIVANT Y 51
TABLEAU.IV.8 : VERIFICATION DU COEFFICIENT COMPORTEMENT R SUIVANT YEN POURCENTAGE 52
TABLEAU. IV.9 : LE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES 53
TABLEAU.IV.10 : VERIFICATION DE PARTICIPATION MASSIQUE 54
TABLEAU.IV.11 : CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE 56
TABLEAU.IV.12 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL 56
TABLEAU.IV.13 : FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR SUIVANT (X, Y) 56
TABLEAU. IV.14 : CALCUL DU MOMENT DE RENVERSEMENT 56
TABLEAU. IV.15 : CALCUL DU MOMENT STABILISANT 57
TABLEAU. IV.16 : VERIFICATION DE STABILISATION 57
TABLEAU.IV.17 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS EN TETE 57
TABLEAU.IV.18 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SENS X 58
TABLEAU.IV.19 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SENS Y 58
TABLEAU.IV.20 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT A LA BASE 59
TABLEAU.IV.21 : VERIFICATION L'EFFET P-Δ SENS X 60
TABLEAU.IV.22 : VERIFICATION L'EFFET P-ΔSENS Y 60

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants.

TABLEAU .V.1 : LES DONNEES DE CALCUL 61
TABLEAU .V.2 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES PRINCIPALES 63
TABLEAU .V.3: FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES SECONDAIRES 63
TABLEAU .V.4: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DES POUTRES PRINCIPALES. 64
TABLEAU .V.5 : VERIFICATION AU CISAILLEMENT DES POUTRES PRINCIPALES 64
TABLEAU .V.6 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DES POUTRES SECONDAIRES 64
TABLEAU .V.7 : VERIFICATION AU CISAILLEMENT DES POUTRES SECONDAIRE 64
TABLEAU .V.8 : VERIFICATION DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES AVEC LES REGLEMENTS 65
TABLEAU .V.9 : VERIFICATION DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES AVEC LES REGLEMENTS 65
TABLEAU .V.10 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES 65
TABLEAU .V.11 : VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES PRINCIPALES 66

TABLEAU .V.12 : *VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES SECONDAIRE* 66
TABLEAU .V.13 : FERRAILLAGES DES POTEAUX A L'ELU 69
TABLEAU .V.14: VALEURS DES CONTRAINTES A L'E.L.S 70
TABLEAU .V.15 : DETERMINATIONS DES ARMATURES TRANSVERSALES 70
TABLEAU .V.16 : VERIFICATION DE LA QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX 70
TABLEAU .V.17 : LES DONNEES DE CALCUL 73
TABLEAU .V.18 : CALCUL DES ARMATEURS VERTICAUX DES VOILES PLEINS 75
TABLEAU .V.19 : VERIFICATION DES ARMATEURS VERTICAUX SELON LA CONDITION RPA ET CBA 75
TABLEAU .V.20 : VERIFICATION DES ARMATURES A ELS DES VOILES PLAINS 76
TABLEAU .V.21 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DES CISAILLEMENTS DES VOILES 76
TABLEAU .V.22 : CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES DES VOILES PLEINS 76
TABLEAU .V.23 : DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSALES. 77
TABLEAU .V.24 : CALCUL DES ARMATURES VERTICALES 77
TABLEAU .V.25 : VERIFICATION DES ARMATURES A ELS DES TRUMEAUX 78
TABLEAU .V.26 : CALCUL DES ARMATEURS HORIZONTAUX DES TRUMEAUX 78
TABLEAU .V.27 : DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DE CALCUL DES LINTEAUX (V5) « SENS X » 79
TABLEAU .V.28 : CALCUL D'ARMATURES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES DES LINTEAUX (V5) 79
TABLEAU .V.29 : DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DE CALCUL DES LINTEAUX (V5) « SENS Y » 80
TABLEAU .V.30 : CALCUL D'ARMATURES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES DES LINTEAUX (V6) 80

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

TABLEAU.VI.1: DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES A L'ELS 83
TABLEAU.VI.2:. VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LA SEMELLE ISOLEES A L'ELS 83
TABLEAU VI.3: DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX A L'ELS.... 86
TABLEAU VI.4: VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DES SEMELLES FILANTES A L'ELS. 86
TABLEAU VI.5: DIMENSIONS FINALE DES SEMELLES FILANTES 86
TABLEAU VI.6: DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES A L'ELS 86
TABLEAU VI.7: VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LA SEMELLE FILANTES A L'ELS . 87
TABLEAU VI.8: DIMENSIONNEMENT POUTRE DE LA POUTRE DE LIBAGE. 87

TABLEAU VI.9 : FERRAILLAGES DES SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX (ARMATURES PRINCIPALES):. 88

TABLEAU VI.10: FERRAILLAGES DES SEMELLES FILANTES VOILES 88

TABLEAU VI.11: VERIFICATION LONGUEUR DE SCELLEMENT DES SEMELLES FILANTES. .. 89

TABLEAU VI.12: DETERMINATION DES VALEURS DE (Q) DE LA POUTRE DE LIBAGE LIBAGE A L'ELS. 90

TABLEAU VI.13: DETERMINATION DES MOMENTS DE LA POUTRE DE LIBAGE 90

TABLEAU VI.14: CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE DE LIBAGE A L'ELU. 91

TABLEAU .VI.15 : VERIFICATIONS DES ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE DE LIBAGE A L'ELS 91

TABLEAU .V.16: CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE DE LIBAGE ... 92

TABLEAU .VI.17 : VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT 92

TABLEAU .VI.18 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES LONGRINES. 95

TABLEAU .VI.19 : VERIFICATION DE CONTRAINTE A L'ELS DES LONGRINES. 95

TABLEAU .VI.20 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS DANS LES LONGRINES. 96

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

FIG I.1 :DIMENSIONS EN PLAN.....02
FIG I.2 :PLANCHER A CORPS CREUX 03

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux

FIG. II.1 :POSITION DE POTEAU LE PLUS SOLLICITE 12
FIG.II.2 : ZONES NODALES.....14

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires

FIG.III.1 :L'ACROTERE.....16
FIG.III.2 : FERRAILLAGE DE L'ACROTERE..... 18
FIG .III.3: SHEMAT STATIQUE DE ESCALIER..... 19
FIG. III.4 : DISTRIBUTION DES CHARGES A L'ELU 21
FIG. III.5 : DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT D'ESCALIER A L'ELU..... 22
FIG.III.6 : DISTRIBUTION DES CHARGES A L'ELS..... 23
FIG. III.7 : DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT D'ESCALIER A L'ELS 24
FIG.III.8 : DIMENSION DE LA POUTRE PALIERE..... 27
FIG.III.9 : SCHEMATISATION DE LA POUTRELLE AVANT COULAGE. 30
FIG.III.10 : DISPOSITION DES ETAIEMENTS..... 31
FIG.III.11:DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT ET L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U 33
FIG. III.12 : DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT L'E.L.S..... 33
FIG. III.13 : DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT ET L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U..... 35
FIG.III.14 : DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.S 35
FIG.III.15 : DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT ET L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U36
FIG.III.16 : DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.S 36
FIG.III.17 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES..... 38
FIG.III.18. DEPLACEMENT DES ZONES(DALLES PLEINE 41

FIG.III.19. FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE TRIANGULAIRE POUR 1 ML 45

Chapitre IV : Etude dynamique.

FIG.IV.1 : GRAPHE DU SPECTRE DE REPONSE..... 48
FIG.IV.2 :VUE DE LA STRUCTURE EN 3D..... 48
FIG.IV.3 :DISPOSITION DES VOILES EN PLAN 43
FIG.IV.4 :COMPORTEMENT DE 1ER MODE (TRANSLATION PUR SUIVANT L'AXE Y) .. 53
FIG.IV.5. COMPORTEMENT DE 2EME MODE (TRANSLATION PUR SUIVANT L'AXE X)53
FIG.IV.6.COMPORTEMENT DE 3EME MODE (ROTATION AUTOUR DE L'AXE Z) 54

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

FIG.V.1 : DISPOSITION DES ARMATURES POUR LES POUTRES..... 66
FIG.V.2 : FERRAILLAGE DE POUTRE PRINCIPALE(TERRASSE).....66
FIG.V.3 : FERRAILLAGE DE POUTRE PRINCIPALE(ETAGE COURANT) 67
FIG .V.4 : FERRAILLAGE DE POUTRE SECONDAIRE(TERRASSE) 67
FIG .V.5 : FERRAILLAGE DE POUTRE SECONDAIRE(ETAGE COURANT).....67
FIG.V.6 : FERRAILLAGE DES POTEAUX. 71
FIG.V.7 : DISPOSITION DES ARMATEURS TRANSVERSAUX (EPINGLES) 77
FIG.V.8 : FERRAILLAGE DES VOILES.....81

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

FIG.VI.1 : LES BULLES DE PRESSION. 84
FIG VI.2 : VERIFICATION CHEVAUCHEMENT ENTRE LES SEMELLES ISOLEES 84
FIG VI.3: SEMELLE FILANTE SOUS POTEAUX..... 85
FIG VI.4 : SEMELLE FILANTE SOUS VOILES. 85
FIG VI.5: SEMELLE FILANTE SOUS (POTEAU-VOILE) …….…….....89
FIG VI.6: FERRAILLAGE POUTRE DE LIBAGE EN TRAVEE…….…….....93
FIG VI.7: FERRAILLAGE POUTRE DE LIBAGE EN APPUIS.. …….…….....93
FIG VI.8: FERRAILLAGE DES LONGRINES …….....96

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
A_{ver} : Section d'armatures verticales.
A_h : Section d' d'armatures horizontales.
A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)
A_D : Section d'armatures diagonales.
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_U : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

❖ **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc_{28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28» jours.
i : Rayon de giration.
I_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.
S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.
Sv : Espacement des armatures verticales.

❖ **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W*:* poids.

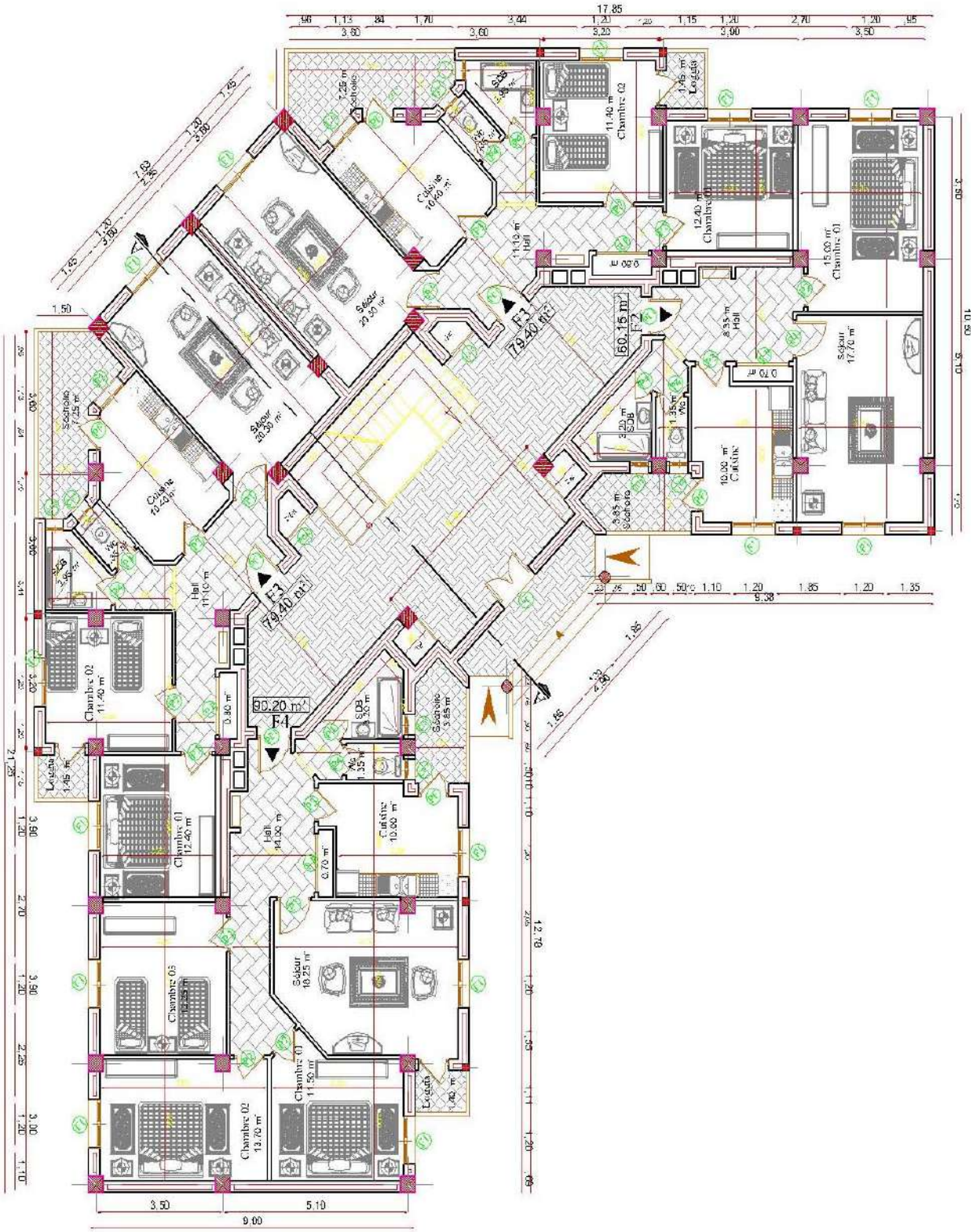
❖ **Minuscules grecques :**

α*:* Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

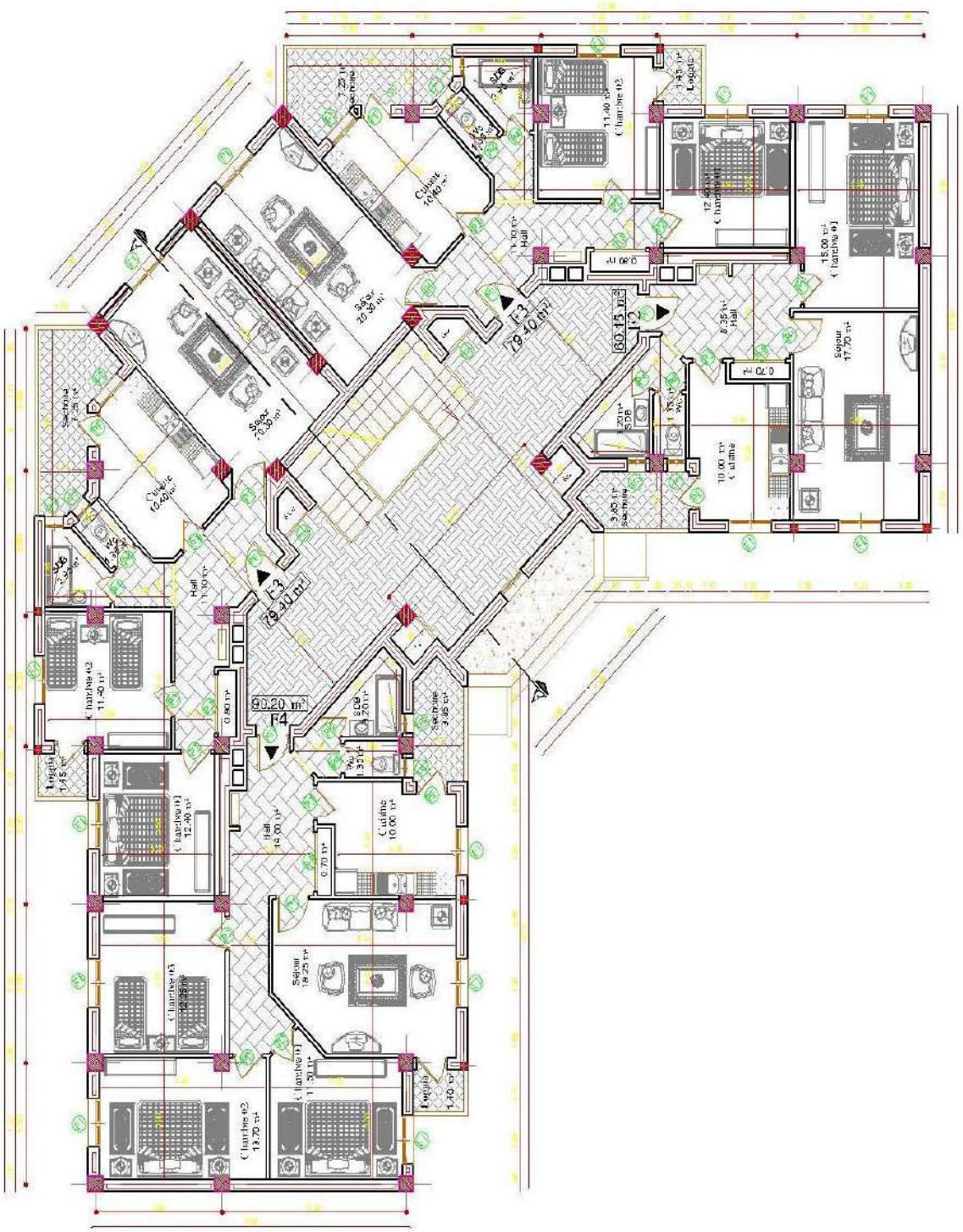
❖ **Autres notations :**

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

PLAN R D C -ECH 1/100-

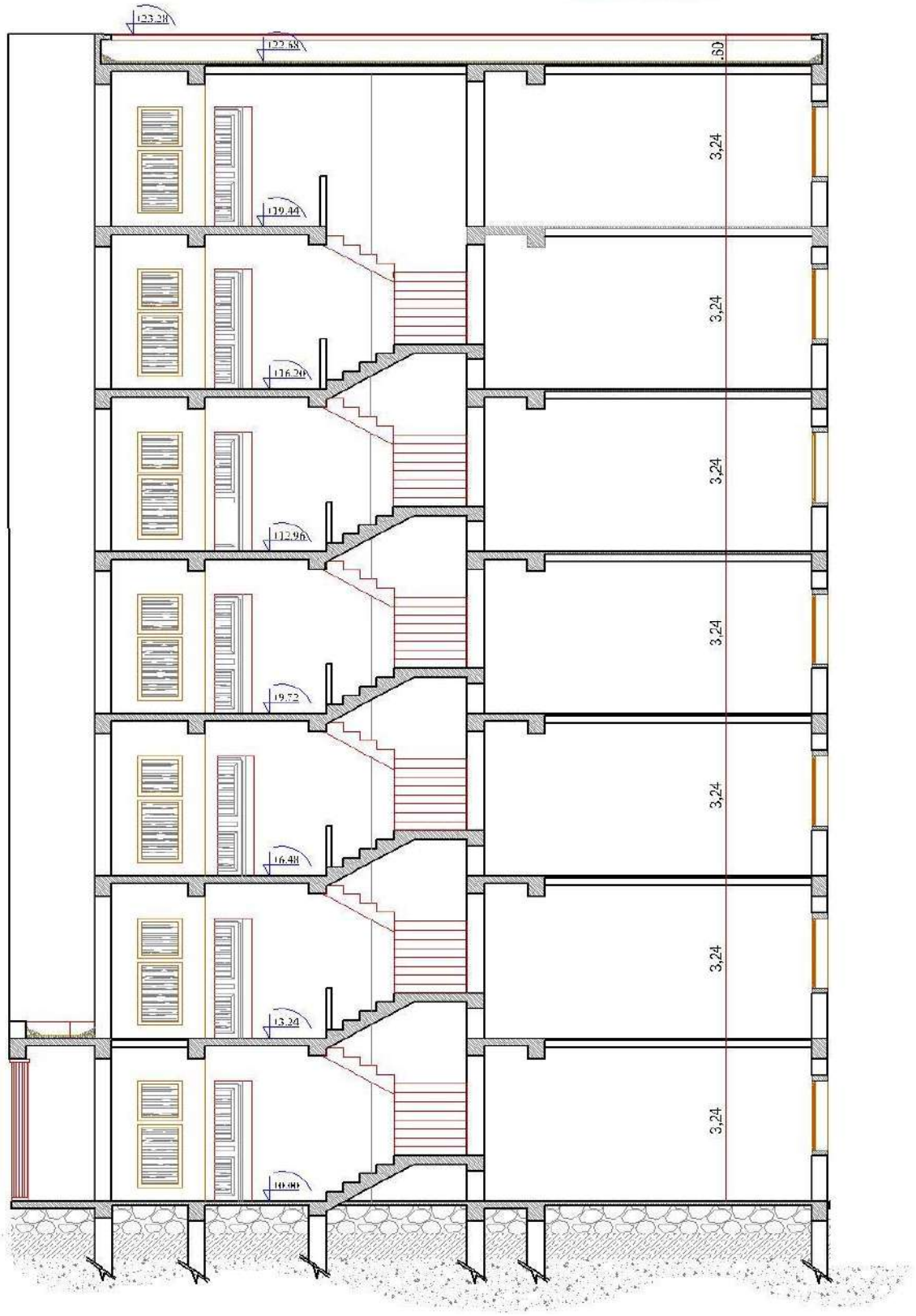


Plan étages Courants -ECH 1/100-

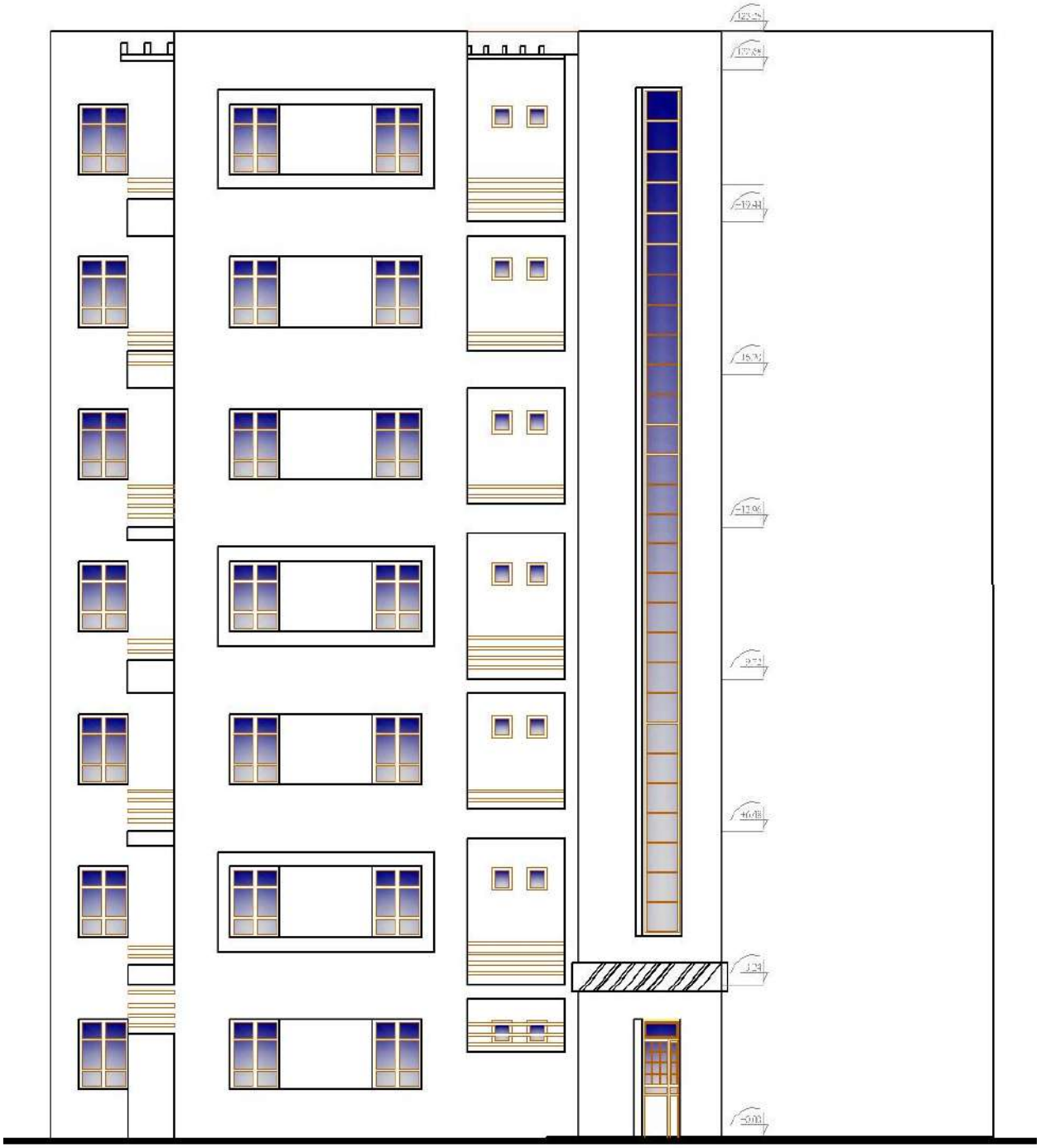


COUPE -A-A-

-ECH 1/100-



FAÇADE PRINCIPALE -ECH 1/100-



FAÇADE POSTÉRIEURE -ECH 1/100-



INTRODUCTION GENERALE

La spécialité en génie civil fait partie du domaine d'une précision maximale étant donné qu'elle concerne en premier lieu la partie relative à la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction tout en veillant au domaine sécuritaire.

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons opté pour la réalisation d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et de six étages à usage d'habitation en zone III.

Ce présent travail comporte six chapitres qui se repartissent comme suit :

- Le premier chapitre concerne une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- Le second traite le calcul de pré-dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.
- Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont étudies au troisième chapitre.
- Le quatrième chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par l'utilisation du logiciel de calcul "SAP2000 version 17.
- Le cinquième chapitre consiste 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), Le calcul fait à l'aide du logiciel SAP2000 et le ROBOT EXPERT 2010.
- Pour le dernier chapitre, on présente l'étude de l'infrastructure.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

I1. Introduction :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc RDC+6 étages en béton armé à usage d'habitation.

I 2. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment en béton armé composé d'un un rez-de-chaussée et six étages à usage d'habitation ;

- La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation d'après la classification de **RPA99 V 2003.**
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas **48m [Art 3.2 RPA99 v2003]**
- Le bâtiment est implanté dans une zone de très forte sismicité (**zone III)** ;
- selon le rapport du sol le site est considéré comme site meuble **(site S_3)** ;

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

I.3.1. Dimensions en élévation ;

- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère :……..H_T=23.28m.
- Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère :……..H_T=:22.68m.
- Hauteur d'étage courant :……H=3.24m.
- Hauteur de RDC :……H=3.24m.

I.3.2. Dimensions en plan :

La figure 1 illustre les dimensions en plan du bâtiment à étudié.

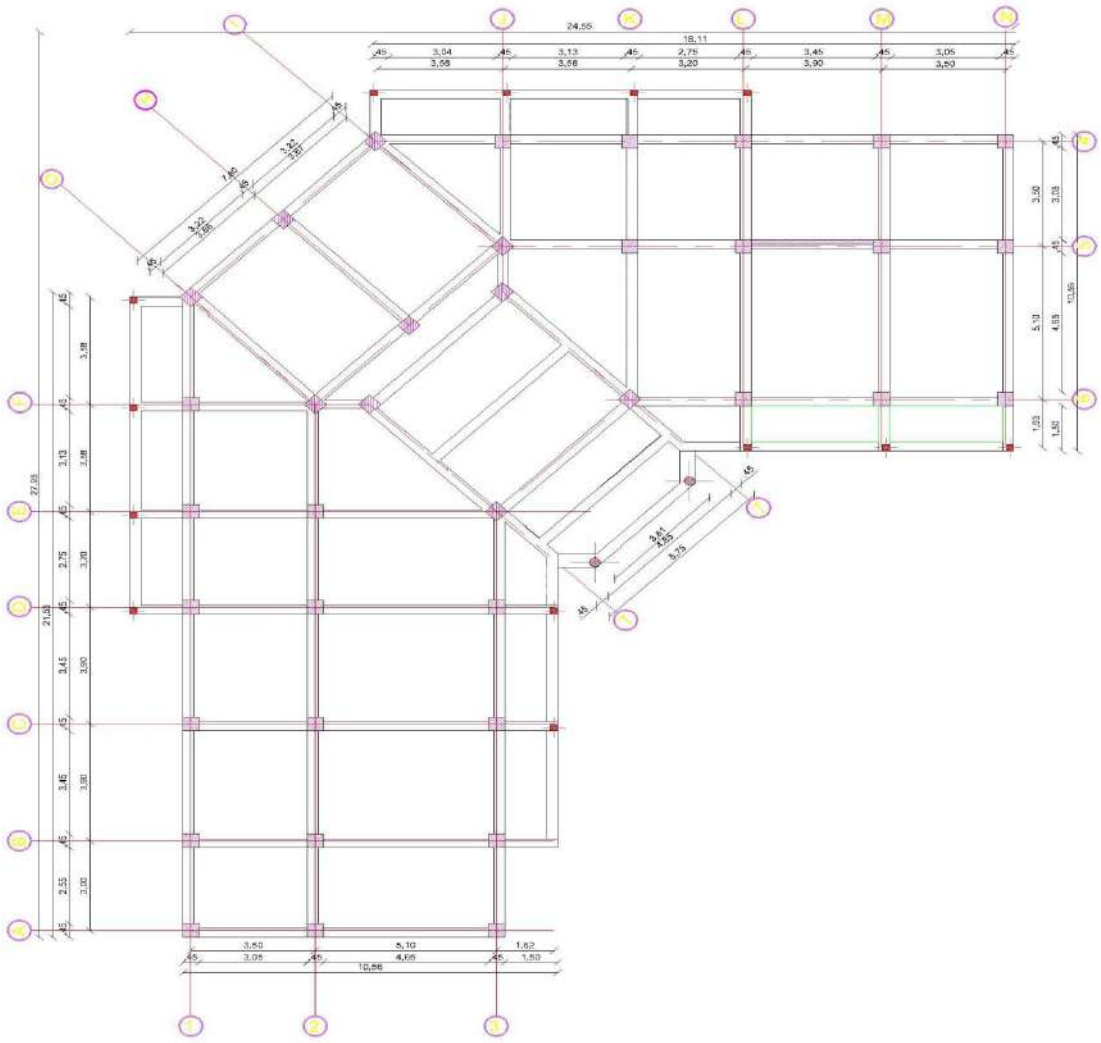


Figure I.1 : Dimensions en plan

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux efforts :

- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la charge d'exploitation.
- Les efforts horizontaux dus au séisme.
- Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 8 m en zone 3, alors le règlement parasismique Algérien **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

I.4.2. Plancher :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Planche à dalle pleine.

a-plancher a corps creux :

On a adopté un plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de la réalisation
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence réduction de l'effet sismique.
- Economie dans le cout de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux)

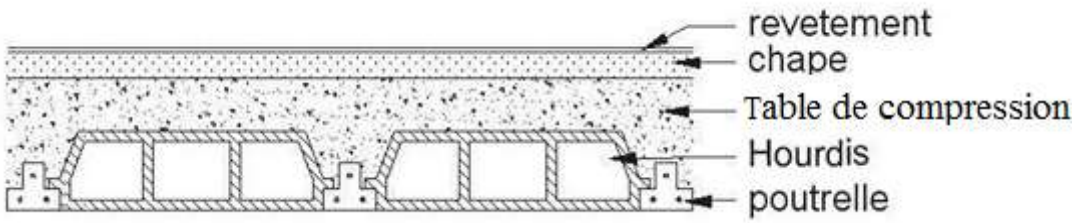


Figure I.2 : Plancher a corps creux

b-Dalle pleine :

Pour certaines zones, on a opté pour les dalles pleines a cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le cout nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales a ces zones.

I.4.3. Escalier :

- On a un escalier de type droit composé de trois volées et deux paliers en béton armé coulé sur place a palliasse adjacente qui part du rez-de-chaussée jusqu'au dernier étage.
- Toutes les marches sont revêtues en carrelage.

I.4.4. Maçonnerie :

Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- **Mur extérieur :** Ils sont constitués par :
  - Brique creuse de **10 cm** d'épaisseur.
  - L'âme d'air de **10 cm** d'épaisseur.
  - Brique creuse **de 10 cm** d'épaisseur.
- **Mur intérieur :** Ils sont constitués par :

- Une cloison de **10 cm** d'épaisseur

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs, les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures.

I.4.6. L'acrotère :

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

I.4.7. Fondation :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.00 bar.

I. 5. Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adopté pour cette étude sont :

I. 5.1. Béton :

Tableau I.1 : Hypothèse de calcul béton

La masse volumique de béton	$\boldsymbol{\rho = 2.5\ KN/m3}$	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPa	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPa	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Le module d'élasticité (instantané) :	-Eij= 32164.195 MPa	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	$-\upsilon = 0$ $-\upsilon = 0.2$	[ART A.2.1.2 CBA93]
coefficient de dilatation	$\theta = 1x10^{-5}$	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$	[ART A.2.2.1 CBA93]

5.2. Acier :

Tableau I.2 : Hypothèse de calcul Acier

La masse volumique de l'acier	$\boldsymbol{\rho = 7.85\ KN/m3}$	[ART A.2.2.1 CBA93]
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	Fe = 400 MPa	[ART A.2.2.1 CBA93]
le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPa	[ART A.2.2.1 CBA93]

I.1 Introduction :

Le pré- dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empirique. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation et les sollicitations horizontales qui sont d'origine sismique.

Le pré- dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles en vigueur **BAEL91, CBA93, et RPA99V2003**

I.2 Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

I.2.1 Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

$$L/20 \geq ht \geq L/25 \quad \textbf{[Art B.6.8.4.2.4 (CBA93)]}$$

Avec:

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre axes.
- ht: l'épaisseur du plancher
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = **4.80** m.

$$480/20 \geq ht \geq 480/25 \quad \Rightarrow \quad 24cm \geq ht \geq 19.2\ cm.$$

On choisit: ht = **20 cm**

On adoptera donc un plancher à corps creux du type **(16+4)**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 20 cm

D'où on a : 20 cm = 20 cm **(condition vérifiée).**

I.2.2 .Les dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces qui peuvent reposer sur deux, trois ou quatre appuis.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend des conditions d'utilisation et des vérifications de résistances

a)-Résistance a la flexion :

Dalle reposant sur 2 appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur 3ou 4 appuis :$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$

Avec :

Lx : la plus grande portée mesurée entre axe

e : épaisseur de la dalle

Pour notre cas on a :$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$ Avec : Lx=500 cm

D'où : $11.11 < e < 12.50$

On adopte **e= 15 cm**

b)- Sécurité contre l'incendie :

- ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

c)- condition d'isolation acoustique :

- ep≥ 15 cm.

Conclusion :

Pour les dalles plaines, on adoptera : **e_p= 15cm**

I.3 - Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

D'après le D.T.R : "B-C-22" (charges permanentes et charges d'exploitation).

I.3.1 Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau .II.1 : Charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	9	0.90
03	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau .II.2: charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	9	0.90
03	Lame d'aire	0.07	-	-
04	Brique creuse	0.10	9	0.9
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

I.3.2 Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau. II.3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.80
2	Étanchéité	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.2
5	Film polyane	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	0.03
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.85
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.32**

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher terrasse est inaccessible donc, **Q = 1kN/m2**

I.3.3 Plancher courant :

II.3.3.a. Charger permanente :

Tableau. II.4: Charges permanentes du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.30	0.54
4	Plancher corps creux	(16+4)	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	0.20
6	Cloison légère	0.10	1.62
		G	**6**

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant a usage d'habitation : **Q = 1.5kN/m²**

I.3.4 .Dalle pleine : terrasse (balcon)

II.3.4.a. Charger permanente :

Tableau. II.5: Charges permanentes du balcon (terrasse)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.80
2	Étanchéité	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.2
5	Film polyane	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**7.35**

II.3.4.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher est inaccessible donc, **Q = 1kN/m2**

I.3.5 .Dalle pleine : étage courant (balcon)

Tableau. II.6: Charges permanentes du balcon (étage courant)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.30	0.54
4	Dalle pleine	15	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	0.20
6	Cloison légère	0.10	1.62
		G	**6.95**

II.3.4.b. Surcharges d'exploitation :

$$Q = 3.5 kN/m^2$$

I.4 .Pré-dimensionnement :

I.4.1 .Pré-dimensionnement des poutres:

I.4.1.1 Introduction

Le pré -dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du **[Art 7.4.1 RPA99v2003] :**

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

I.4.1.2 Étapes de calcule:

Tableau II.7 : pré-dimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L=4.80m	L=4.65m
Pré-dimensionnement	$32 \leq h \leq 48$ h=40cm $12 \leq b \leq 28$ b=30cm	$31 \leq h \leq 46.5$ h=35cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ b=30cm
Section choisir	(30 x 40)	(30 x 35)
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30 \ldots \ldots cv$ $b \geq 20 \ldots \ldots cv$ $\frac{40}{30} = 1.3 \ldots cv$	$h \geq 30 \ldots \ldots cv$ $b \geq 20 \ldots \ldots cv$ $\frac{35}{30} = 1.16 \ldots cv$
Conclusion	**(30 x 40)**	**(30 x 35)**

I.4.2 .Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement 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.

Le

- Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)
- Min (b, h) ≥ h_e / 20
- 1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

Etapes de pré-dimensionnement :

- 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.

- On doit vérifier que : $N_{ultime} \leq \left(\frac{Brfc28}{0.9\gamma b} + A\frac{fe}{\gamma s}\right) . \alpha$

A : la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul A = B/1000

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 :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \textbf{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \textbf{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

λ = L_f / i : l'élancement mécanique

L_f=0.7 L_0 : la longueur de flambement

$i = \sqrt{\frac{Imin}{S}}$ Le rayon de giration ou :

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

I.4.2.1 Décente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau II.8 : calcul de l'effort N.

	Section	A **(mm²)**	L_0 **(m)**	L_f **(m)**	λ	α	Br **(mm²)**	Nu **(KN)**
6eme	30x30	90	3.24	2.268	26.189	0.764	78400	1133.131
5eme	30x30	90	3.24	2.268	26.189	0.764	78400	1133.131
4eme	35x35	122.5	3.24	2.268	22.455	0.785	108900	1616.53
3eme	35x35	122.5	3.24	2.268	22.455	0.785	108900	1616.53
2eme	40x40	160	3.24	2.268	19.653	0.799	144400	2181.05
1er	40x40	160	3.24	2.268	19.653	0.799	144400	2181.05
RDC	40x40	160	3.24	2.268	19.653	0.799	144400	2181.05

I.4.2.2 Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

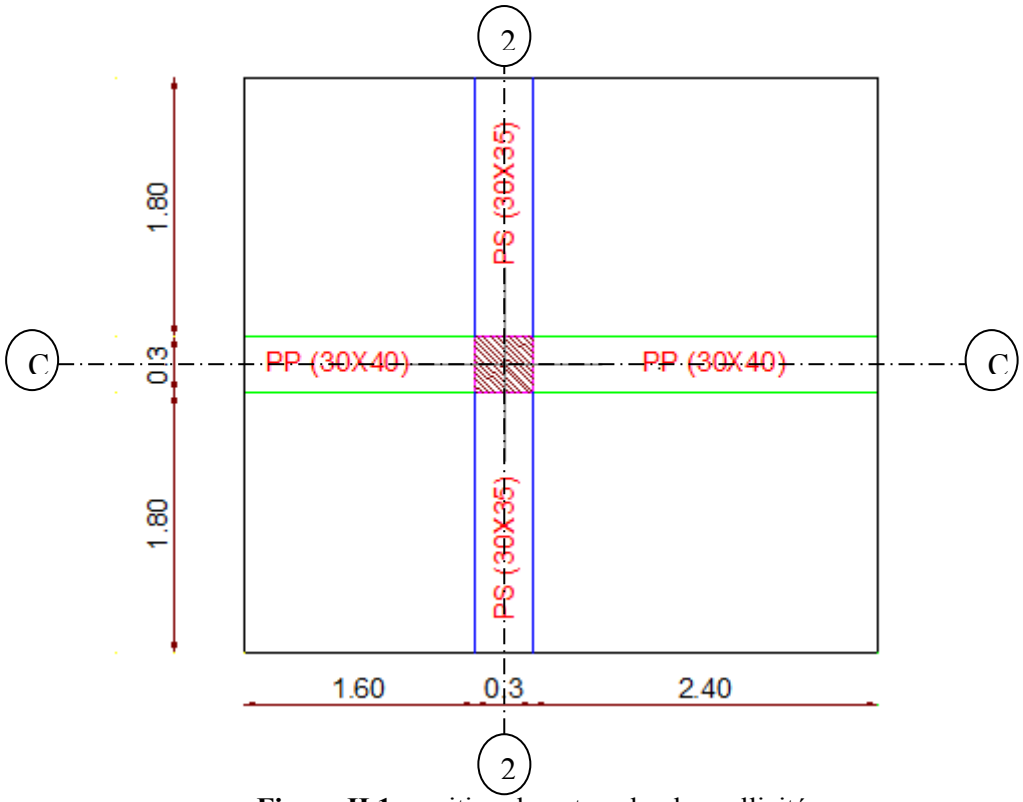


Figure II.1: position de poteau le plus sollicité

Calcul de la surface revenant au poteau

Sp =(2.40+1.60) x (1.80+1.80)

Sp = 14.40 m²

St = (2.40+0.30 +1.60) x (1.80+0.30+1.80)

St = 16.77 m²

I.4.2.3 Détermination des charges permanentes et d'exploitation :

1- Charges permanentes

Tableau II.9 : Détermination des charges permanentes.

	$G_{plancher}$(KN)	G_{poteau}(KN)	G_{PP} (KN)	G_{PS}(KN)	$G_{étage}$(KN)	G_{cum}(KN)
6eme	91.008	7.29	12	9.45	119.748	119.748
5eme	86.4	7.29	12	9.45	115.08	234.828
4eme	86.38	9.922	11.841	9.318	117.461	352.289
3eme	86.38	9.922	11.841	9.318	117.461	469.75
2eme	86.34	12.96	11.7	9.187	120.187	589.937
1er	86.34	12.96	11.7	9.187	120.187	710.124
RDC	86.34	12.96	11.7	9.187	120.187	830.311

2- Surcharge d'exploitation :

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par [ART.6.3 DTRBC.2.2]

Avec :

- *Q* : Charge d'exploitation.
- *n*: Nombre d'étage.
- Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.
- *Q1 , Q2 ,……, Q_n*: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

- Plancher terrasse : Q_0
- Plancher 5eme étage : $Q_0 + Q_1$
- Plancher 4eme étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$
- Plancher 3eme étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Plancher 2eme étage : $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Plancher 1er étage : $Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- RDC : $Q_0 + 0.75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Tableau II.10 : Détermination des charges d'exploitation.

Etage	Q plancher (KN)	Q x St	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
6eme	1	16.77	0	16.77	16.77
5eme	1.5	25.155	1	25.155	41.925
4eme	1.5	25.155	0.95	25.155	56.598
3eme	1.5	25.155	0.90	25.155	84.688
2eme	1.5	25.155	0.85	25.155	102.297
1er	1.5	25.155	0.80	25.155	117.39
RDC	1.5	25.155	0.75	25.155	129.967

I.4.2.4 Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

- $N_{ultime}=1.35G+1.5Q$
- $Nu= Nu+ 10\% Nu =1.1N$

Tableau II.11 : Détermination de l'effort normal ultime

Etage	Gcum (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N_{ultime} (KN)	Vérification
6eme étage	119.748	16.77	186.814	205.495	1133.131	Vérifiée
5eme étage	234.828	41.925	379.905	417.895	1133.131	Vérifiée
4eme étage	352.289	56.598	560.487	616.535	1616.53	Vérifiée
3eme étage	469.75	84.688	761.119	837.230	1616.53	Vérifiée
2eme étage	589.937	102.297	949.860	1044.846	2181.05	Vérifiée
1er étage	710.124	117.39	1134.752	1248.227	2181.05	Vérifiée
RDC	830.311	129.967	1315.870	1447.457	2181.05	Vérifiée

I.4.2.5 Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1. RPA99V2003] :

Tableau II.12 : Vérification des conditions

Dimension	**Min (b_1,h_1) ≥30cm**	**Min (b_1, h_1) ≥$\frac{he}{20}$**	**1/4 <$\frac{b1}{h1}$< 4**	**Vérification**
30x30	Min (30,30) ≥30cm	Min (30,30) ≥16.2cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥16.2cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥16.2cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

I.4.2.6 Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$

$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

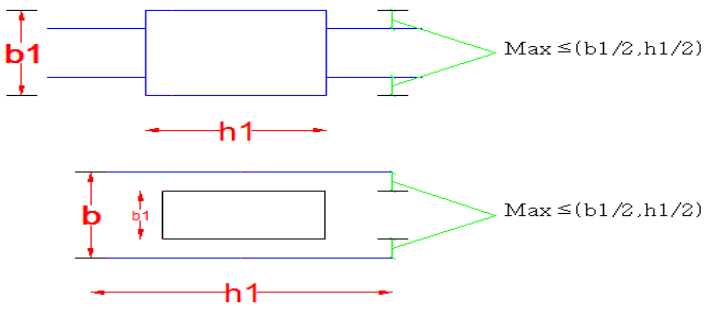


Figure. II.2: Zones nodales

Tableau II.13 : Vérification aux zones nodales.

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤Max (b1/2;h1/2)
5et 6	30	30	30	C.V	0	15	Vérifiée
3 et 4	30	35	35	C.V	2.5	17.5	Vérifiée
1,2 et RDC	30	40	40	C.V	5	20	Vérifiée

I.4.3 .Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de **RPA99**

V2003.P56 : L≥4a

L : longueur du voile

a : l'épaisseur du voile

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

L'épaisseur minimale est de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

Tableau II.14: l'épaisseur des voiles

Niveau	Hauteur (m)	$\mathbf{a \geq \frac{he}{25}}$	$\mathbf{a \geq \frac{he}{22}}$	$\boldsymbol{a \geq \frac{he}{20}}$	a (cm)
Tous les étages	3.24	11.56	13.13	14.45	**15**

III.1.Acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre
- Une surcharge due au vent estimé à 100Kg/ml

  Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

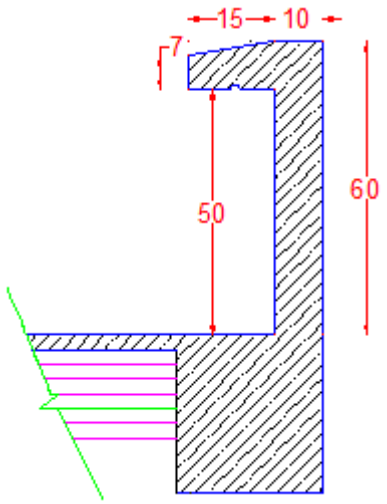


Figure III.1 : l'acrotère

III.1.2-Evaluation des charges et surcharge d'exploitation :

➢ Charge permanente :

$$G = 25x(0.10x0.60 + \left(\frac{0.15x0.03}{2} + 0.07x0.15\right) \times 1ml) = 1.82\ KN/ml$$

➢ Surcharge d'exploitation :

Q= 1x1ml=1KN/ml

➢ Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

Tableau III.1: Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

Etat limite ultime :	
Effort normal :	Nu =1.35xG=1.35x1.82=2.46 KN
Effort tranchant :	Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN
Moment d'encastrement :	Mu =1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN.m

Etat limite de service :	
Effort normal :	N_{ser} = G=1.82 KN
Effort tranchant :	V_{ser} =Q= 1 KN.m
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Qxh=1x0.6=0.6 KN.m

III.1.3.Ferraillage :

a- l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée avec :

Tableau III.2 : paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
c	2.5	cm	σ_b	14.17	MPa
c'	2.5	cm	σ_s	348	MPa
d	7.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

.

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel **ROBOT EXPERT 2010 :**

On choisit ; As1= 5HA10 =3.93 cm²

Avec un espacement S= 10 cm

b- Vérification des contraintes à L'ELS :

N_{ser} = G=1.82 KN ; M_{ser} = Qxh=1x0.6=0.6 KN.m

Les résultats de vérification des contraint sont obtenus à partir de logiciel **ROBOT EXPERT 2010 :**

$$\sigma b = K.y1 = 0.90\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

$$\sigma s = 15.k.(d - y_1) = 24.3MPA$$

$$\overline{\sigma s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.67; 110\sqrt{n.f_{tj}} = 201.63\right] = 201.63\ MPA$$

$$\sigma s \leq \overline{\sigma s} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

c- Calcul des armatures de répartition :

$A_{rép1} = \frac{As1\ ch}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982\ cm^2$

$A_{rép2} = \frac{As2\ ch}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982\ cm^2$

On choisit : - $A_{rép1}$: 3HA8 =1.51 cm²

- $A_{rép2}$: 3HA8 =1.51 cm²

III.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5x10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02MPa$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15\ fc28}{\gamma b}, 4\ Mpa\right) = \min(2.5\ Mpa, 4\ MPa) = 2.5\ Mpa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblable

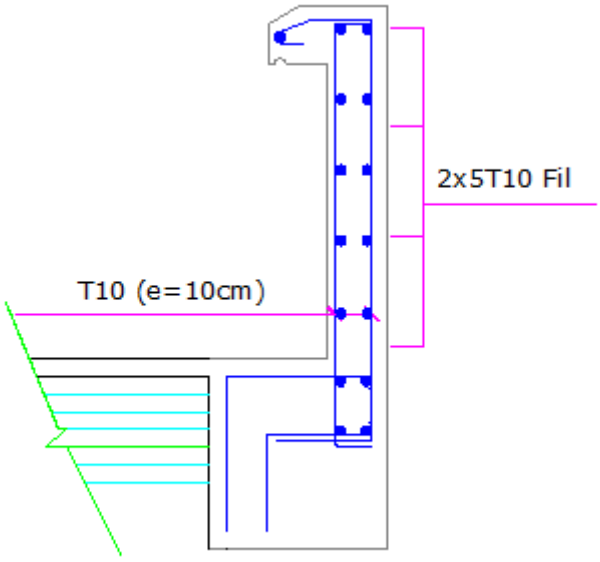


Figure III.2 : ferraillage de l'acrotère

III.2. Escaliers :

III.2.1.Introduction :

Un escalier est une suite de degrés (marches) permettant d'accéder aux différents étages, dont l'agencement correspond au pas normal d'une personne.

III.2.2- Etudes d'escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires :

On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit :

- On prend la volée le plus défavorable

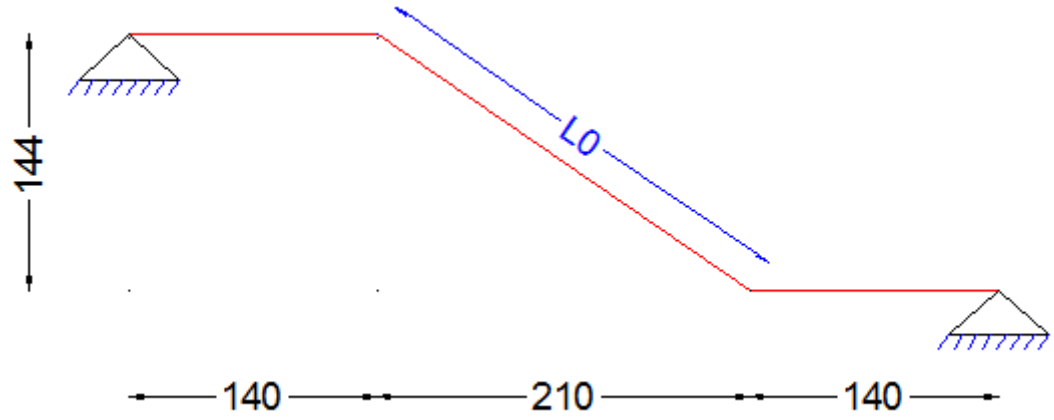


Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier

Dimensionnement :

- Nombre de marches : 07
- Nombre de contres marches:08
- Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{144}{8} = 18\ cm$
- Le giron: $g = \frac{210}{7} = 30\ cm$

Vérification de la formule de BLONDEL: 59 cm≤ g + 2h = 66 ≤ 66 cm …. 'Condition vérifié'

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{144}{210} = 0.66 \gg \alpha = \tan^{-1} 0.66 = 34.21°$$

La longueur de la paillasse et du palier :

$$L_{paillasse} = \sqrt{144^2 + 210^2} = 254\ cm = 2.54\ m$$

$L_{total} = 1.40 + 2.54 + 1.40 = 534\,cm = 5.34\,m$

Epaisseur de la paillasse et de palier :

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{534}{35} < ep < \frac{534}{30}$

D'où : 15.25 < ep < 17.80

On adopte : **$e_{palier} = e_{paillasse} = 17cm$**

Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

Paillasse :

Tableau III.3: Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.17/cosα	25	5.13
5	Poids propre des marches	0.18/2	25	2.25
6	Garde- corps	/	/	0.10
7	Enduits de plâtre	0.02/cosα	10	0.24
	G (charges permanentes)	**9.06 KN/m²**		
	Q (surcharges d'exploitation)	**2.5 KN/m²**		

Palier

Tableau III.4 : Charges et surcharge du palier de l'escalier.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de palier	0.17	25	4.25
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	**5.79 KN/m²**		
	Q (surcharges d'exploitation)	**2.5 KN/m²**		

Détermination des efforts :

À, E.L.U : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

À, E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.5 : Combinaisons des charges de l'escalier.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m^2)	P_{SER} (KN/m^2)
Palier	5.79	2.5	11.57	8.29
Paillasse	9.06	2.5	15.98	11.56

a- Calcul des sollicitations à ELU :

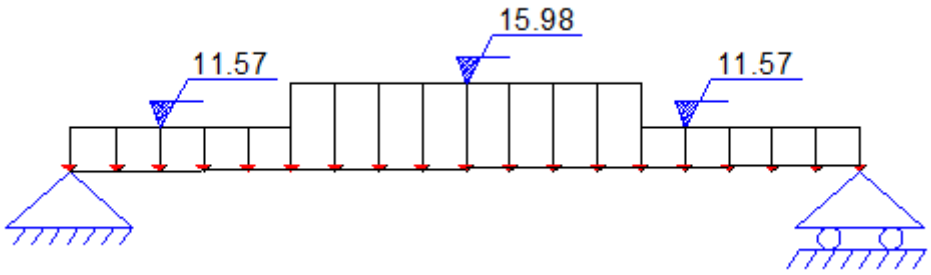


Figure III.4 : Distribution des charges à l'ELU.

Réactions des appuis :

$$\sum Fv = 0 \ldots\ldots Ra + Rb = 11.57x1.4 + 15.98x2.54 + 11.57x1.4$$

$$Ra + Rb = 72.98\ KN$$

$$\sum M/a = 0 \ldots\ldots Rb = \frac{11.57x1.4x\left(\frac{1.4}{2}\right) + 15.98x\ 2.54\left(\frac{2.54}{2} + 1.4\right) + 11.57x1.4x\left(\frac{1.4}{2} + 3.94\right)}{5.34}$$

Rb=36.49 KN

Ra=36.49 KN

Effort tranchant et moment fléchissant :

$0 \le x \le 1.40$

$$T(x) = 36.49 - 11.57x \quad \begin{cases} T(0) = 36.49\ KN \\ T(1.40) = 20.29\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 36.49\,x - 11.57\frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.40) = 39.74\ KN.m \end{cases}$$

$1.40 \le x \le 3.94$

$$T(x) = 36.49 - 11.57\ X\ 1.4 - 15.98(x - 1.4) \quad \begin{cases} T(1.40) = 20.29\ KN \\ T(3.94) = -20.29\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 36.49x - 11.57\ X\ 1.4\left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 15.98(x - 1.4)\left(\frac{x - 1.4}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M(1.40) = 39.74\ KN.m \\ M(3.94) = 39.74\ KN.m \end{cases}$$

$$3.94 \leq x \leq 5.34$$

$$T(x) = 36.49 - 11.57 \times 1.4 - 15.98 \times 2.54 - 11.57\,(x - 3.94) \begin{cases} T(3.94) = -20.29\ KN \\ T(5.34) = -36.49\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 36.49x - 11.57 \times 1.4 \times \left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 15.98 \times 2.54 \times \left(x - 1.4 - \frac{2.54}{2}\right) - 11.57\,(x - 3.94)\left(\frac{x - 3.94}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M(3.94) = 39.74\ KN.m \\ M(5.34) = 0.00\ KN.m \end{cases}$$

Calcule moment max :

$$\Rightarrow x = 2.18\ m$$

$$M(2.18) = 57.54\ KN.m$$

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5M_{max} qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85M_{max}

$$\begin{cases} Ma = -0.5Mmax = -28.77\ KN.m \\ Mt = 0.85Mmax = 48.90\ KN.m \end{cases}$$

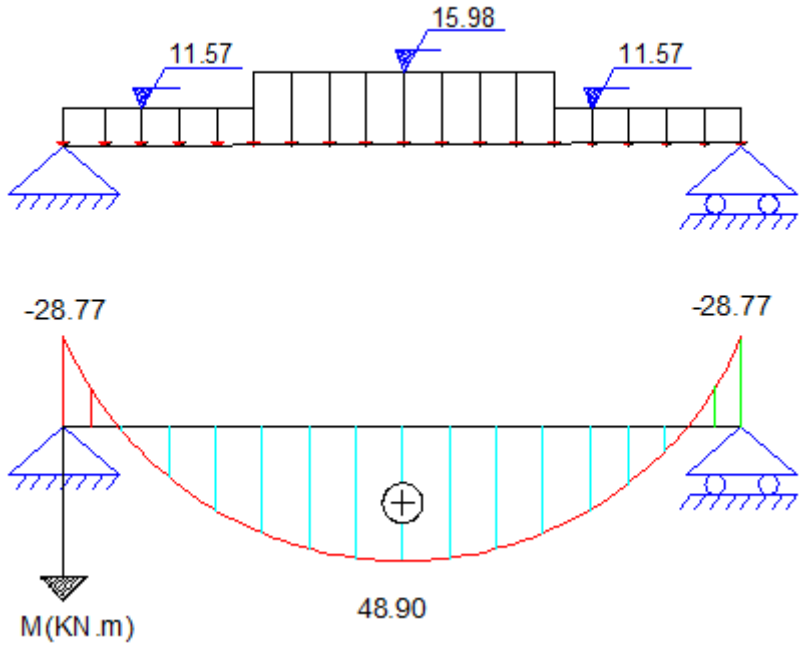


Figure III.5 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU

b- Calcul des sollicitations à ELS:

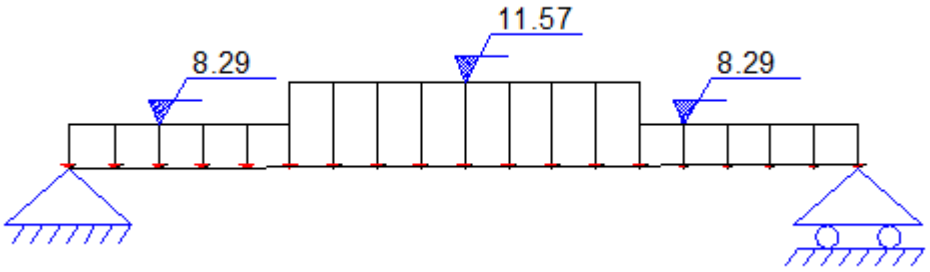


Figure III.6 : Distribution des charges à l'ELS

Réactions des appuis :

$$\sum Fv = 0 \ldots\ldots Ra + Rb = 8.29x1.4 + 11.56x2.54 + 8.29x1.4$$

$$Ra + Rb = 52.57\ KN$$

$$\sum M/a = 0 \ldots\ldots Rb = \frac{8.29x1.4x\left(\frac{1.4}{2}\right) + 11.56x\ 2.54\left(\frac{2.54}{2} + 1.4\right) + 8.29x1.4x\left(\frac{1.4}{2} + 3.94\right)}{5.34}$$

Rb=26.28 KN Ra=26.28 KN

c- Effort tranchant et moment fléchissant :

$0 \le x \le 1.40$

$$T(x) = 26.28 - 8.29x \quad \begin{cases} T(0) = 26.28\ KN \\ T(1.40) = 14.67\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 26.28x - 8.29\frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(1.40) = 28.66\ KN.m \end{cases}$$

$1.40 \le x \le 3.94$

$$T(x) = 26.68 - 8.29\ X\ 1.4 - 11.56(x - 1.4) \quad \begin{cases} T(1.40) = 14.67\ KN \\ T(3.94) = -14.67\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 26.28x - 8.29\ X\ 1.4\left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 11.56(x - 1.4)\left(\frac{x - 1.4}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M(1.40) - 28.66\ KN.m \\ M(3.94) = 28.66\ KN.m \end{cases}$$

$3.94 \le x \le 5.34$

$$T(x) = 26.28 - 8.29\ X\ 1.4 - 11.56\ X\ 2.54 - 8.29\ (x - 3.94) \quad \begin{cases} T(3.94) = -14.67\ KN \\ T(5.34) = -26.28\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 26.28x - 8.29\ X\ 1.4\ X\left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 11.56X\ 2.54\ X\left(x - 1.4 - \frac{2.54}{2}\right) - 8.29(x - 3.94)\left(\frac{x - 3.94}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M(3.94) = 28.66\ KN.m \\ M(5.34) = 0.00\ KN.m \end{cases}$$

Calcule moment max :

$$\Rightarrow x = 2.17\ m$$

$$M(2.13) = 41.66\ KN.m$$

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5Mmax qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85Mmax

$$\begin{cases} Ma = -0.5Mmax = -20.83\ KN.m \\ Mt = 0.85Mmax = 35.41\ KN.m \end{cases}$$

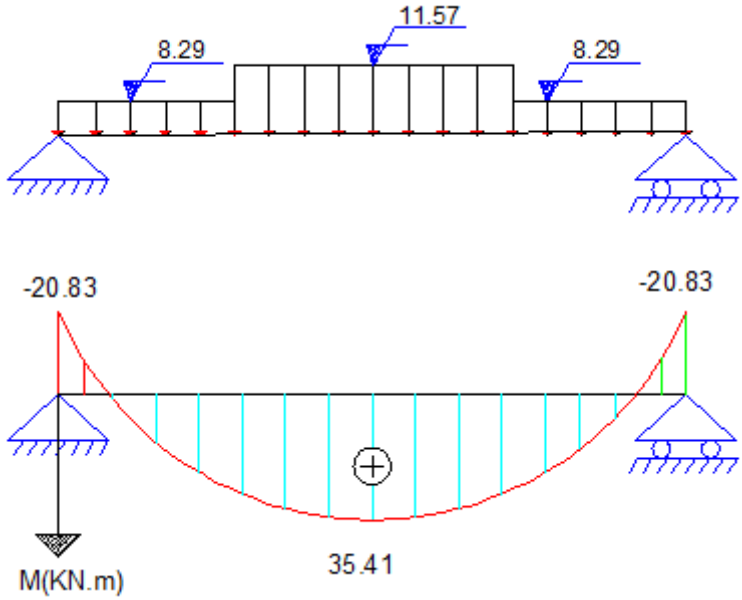


Figure III.7 diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS

Conclusion :

Tableau III.6 : Les résultats

	E.L.U	**E.L.S**
Mt $_{max}$(KN.m)	48.90	35.41
Ma $_{max}$(KN.m)	28.77	20.83
T $_{max}$ (KN)	36.49	26.28

III.2.3.Calcul de ferraillage

a- E.L.U :

Tableau III.7 : paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	cm	F_{c28}	25	MPa
H	17	cm	F_e	400	MPa
C	2.5	cm	σ_b	14.2	MPa
c'	2.5	cm	σ_s	348	MPa
D	14.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

- **En travée :**

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{48.90.10^6}{1000.145^2.14.2} = 0.163$$

$\mu < \mu l(0.392)$ .... A'=0

$\beta = 0.9105$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{48.90.10^6}{0.9105.145.348} = 10.64 cm^2$$

- **En appuis :**

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{28.77.10^6}{1000.145^2.14.2} = 0.096$$

$\mu < \mu l(0.392)$ .... A'=0

$\beta = 0.949$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{28.77.10^6}{0.949.145.348} = 6.007\ cm^2$$

Tableau III.8 : les résultats de la flexion simple

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_1$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	48.90	14.5	0.163	0.9105	10.64	10HA12=11.31
En appuis	28.77	14.5	0.096	0.972	6.007	6HA10=6.78

- **Armatures de répartition**

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.82\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 4HA10 = 3.14 cm^2$$

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 3HA10 = 2.35 cm^2$$

- Condition de non fragilité : **[ART A4.2.1 CBA93]**

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.7\ cm^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$

- Condition d'espacement :

Tableau III.9 : Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartitions**
En travée	S_t =10 cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm
En appuis	S_t =16.5cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm	S_t =33.33cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm

b- E.L.S : « La fissuration est considérée comme peu nuisible »

Tableau III.10 : Vérification des contraintes à l'état limite de service

Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travée		Contraintes en appui		Contraintes admissibles		vérification
Mt	Ma	A_s	σ_b	A_s	σ_b	$[\sigma_b]$	$[\sigma_b]$	
KN.m	KN.m	Cm^2	MPa	Cm^2	MPa	MPa	MPa	Oui/non
35.41	20.83	11.31	10.13	6.78	7.09	15	15	Oui

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

c- Vérification de l'effort tranchant

T=36.49KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{36.49x10^3}{1000x145} = 0.251MPA$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$……fissura ration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0.2x25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33\ MPA$$

$\tau = 0.237\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA$ ... ... c.v

- **État limite de déformation : [art B.7.5 CBA93]**

- **Condition de la flèche : [art B.7.5 CBA93]**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.17}{5.34} = 0.0318 > \frac{1}{20} \times \frac{19.43}{56.95} = 0.017 \ldots\ldots\ldots c.v$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{11.31}{100 \times 14.5} = 0.0078 < \frac{4.2}{400} = 0.015 \ldots\ldots\ldots c.v$$

Avec :

h : hauteur total de la section droit

l : la portée entre nus d'appuis

M0 : moment isostatique

Mt : le moment maximum en travée

A : section de l'armature tendue correspondante

Fe : la limite d'élasticité de l'acier

Donc la condition est vérifiée

III.2.4. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

- La longueur de la poutre: L =5.34m

$\frac{524}{15} \leq h \leq \frac{524}{10}$ …… $35.6 \leq h \leq 53.4$

- Donc : h = 40 cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ …… $12 \leq b \leq 28$

- b = 30 cm

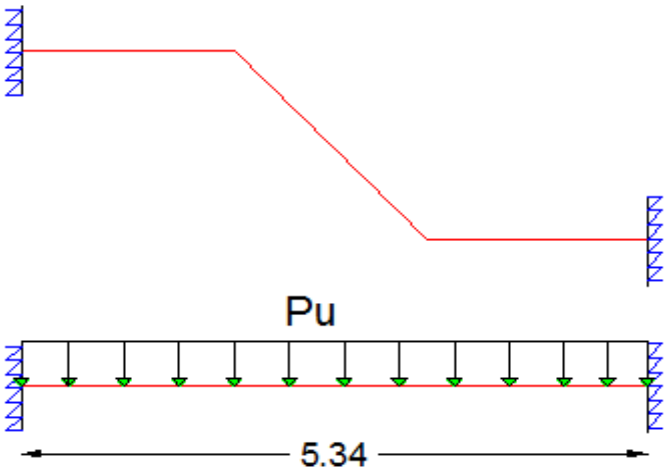


Figure III. 8 : Dimension de la poutre palière

Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:

- b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)
- h = 40cm ≥ 30cm. (C.V)
- h/b = 1 < 4 (C.V)

Charges revenants à la poutre:

R_u = 36.49 kN ; R_{ser} = 26.28kN

Poids propre de la poutre: G= 0,30 x 0,40 x 25 = 3 kN/ml

Donc: Pu = (1.35 x G) + R = 1.35 x +36.49 = 40.54 KN/ml

P_{ser} = G + R= 3+ 26.28= 29.28 KN/ml

Calcul des efforts:

- **ELU :**

$$R_a = R_{b=} \frac{Pu \times L}{2} = \frac{40.54 \times 5.34}{2} = 108.24\ KN$$

$$M_a = M_b = \frac{P_{U\times} L^2}{12} = \frac{40.54 \times 5.34^2}{12} = 96.24\ KN.m$$

$$M_{t\,max} = \frac{P_{U\times} L^2}{24} = \frac{40.54 \times 5.34^2}{24} = 48.12 KN.m$$

- **ELS :**

$$R_a = R_{b=} \frac{Pu \times L}{2} = \frac{29.28 \times 5.34}{2} = 78.17\ KN$$

$$M_a = M_b = \frac{P_{U\times} L^2}{12} = \frac{29.28 \times 5.34^2}{12} = 69.57\ KN.m$$

$$M_{t\,max} = \frac{P_{U\times} L^2}{24} = \frac{29.28 \times 5.34^2}{24} = 34.78\ KN.m$$

Tableau III.11 : Les résultats

	Ra (KN)	**Ma(KN.m)**	**Mt (KN.m)**
ELU	108.24	96.24	**48.12**
ELS	**78.18**	**69.57**	**34.78**

Le calcul se fera en flexion simple à l'ELU en fissuration peu nuisible.

Tableau III.12 : paramètres de calcul

Béton	f_{c28} = 25 MPA	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPA	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPA	b =30cm	h= 30cm	d=37.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPA

E.L.U :

Tableau III.13 : Les résultats de la flexion simple

	M(KN.m)	**d (cm)**	$\mu < \mu_1$	β	**A_{cal}(cm²)**	**A_{ch} (cm²)**
En travée	48.12	37.5	0.008	0.996	3.71	3T14=4.62
Eux appuis	96.24	37.5	0.016	0.932	7.43	3T14=9.24

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau III.14 : Vérification des contraintes à l'état limite de service

Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travée		Contraintes en appui		Contraintes admissibles		vérification
Mt	Ma	A_s	σ_b	A_s	σ_b	$[\sigma_b]$	$[\sigma_b]$	-
KN.m	KN.m	Cm²	MPa	Cm²	MPa	MPa	MPa	-
34.78	69.57	9.24	4.9	13.85	8.6	15	15	Oui

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.3. Les Poutrelles:

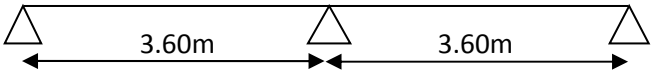
III.3.1. Calcul des poutrelles :

Elles sont calculées par les sollicitations (G,Q), la surface revenant à chaque poutrelle S= 0.65*L, le calcul se fait en deux étapes :

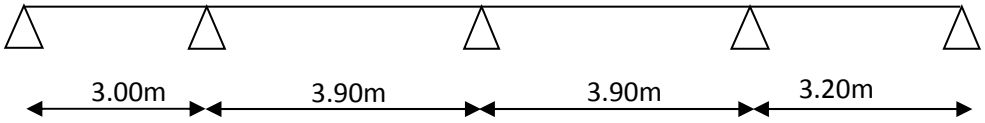
- Avant coulage
- Après coulage

➢ On a trois types de poutrelles à étudier :

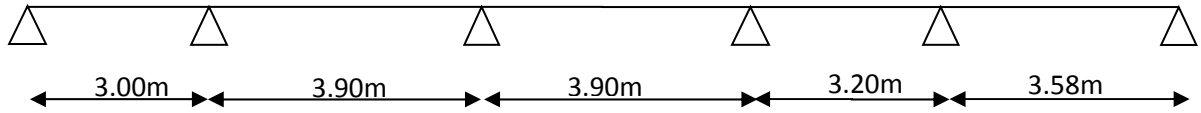
- Poutrelles à deux travées :



- Poutrelles à quatre travées :



- Poutrelles à cinq travées :



III.3.2. Avant le coulage :

III.3.2.1.Charges et surcharges :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique ayant les charges suivantes :

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1\,KN \\ 500 \times 4.50 \end{cases}$$

- son poids propre
- le poids propre du corps creux
- la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :
- $Q = \text{Max}\begin{cases} 1\text{kN} \\ 500\text{N/m} \end{cases}$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

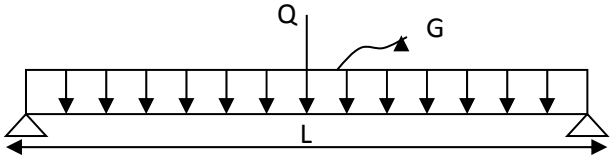


Fig. III.9 : schématisation de la Poutrelle avant coulage

III.3.2.2.Charges et surcharges:

➢ Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de : 12*4 cm²

L(m)	Surcharge d'exploitation Q(KN)	Charge permanente G(KN)	
3.90	$Q = \text{Max}\begin{cases} 1\,KN \\ 500 \times 3.90 \end{cases}$	**Poids de la poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0.04x0.12x25= 0.12	0.65x1 = 0.65
	Q = 1.95 KN	**G** = 0.12+0.65= **0.77 KN**	

III.3.2.2.Détermination le nombre des étaiements :

➢ $f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI}$

$$\overline{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III.15 : détermination le nombre d'étaiement

étaiement	L (m)	G (kn/ml)	Q (kn/ml)	E (MPa)	f (mm)	$\overline{f}$ (mm)	Vérification **(oui/non)**
0	3.90	0.77	1.95	32000	230.92	7.8	non
1	1.95	0.77	1	32000	14.62	3.9	non
2	1.3	0.77	1	32000	3.63	2.6	non
3	0.975	0.77	1	32000	1.39	1.95	**oui**

Commentaire :

- On place 1 étaiement à une distance L=**0.975 m** pour les poutrelles

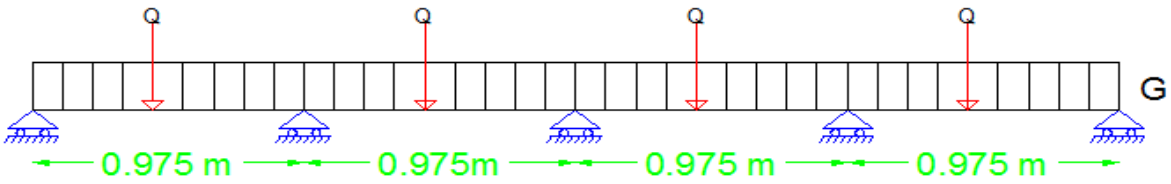


Figure III.10 : disposition des étaiements

III.3.3.Après coulage

III.3.3.1.Méthodes de calcul :

III.3.3.1.1.La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on applique la méthode de Caquot.

III. 3.3.1.2.Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

- **Exposé de la méthode :**

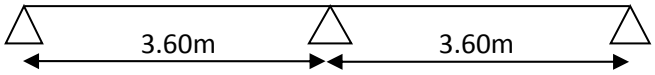
Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

- **Calcul des sollicitations :**

Tableau III.16 : Action de calcul des poutrelles après coulage

Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/ml)	P_{ELU}	P_{ELS}
Terrasse	0.12+ (6.32*0.65)=4.228	0.65*1=0.65	6.682	4.878
courant	0.12+ (6.00*0.65)=4.02	0.65*1.5=0.975	6.889	4.995

- **Poutrelle a deux travées**



-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq Min\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$0.975 \leq Min\,[8.04 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{3.60}{3.60} = 1 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

Tableau III.17 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (Elu)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_0(kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	11,16	7,35	2,23	6,69	12,40	11,16	13,64
B-C	11,16	7,35	6,69	2,23	12,40	13,64	11,16

Représentation des sollicitations :

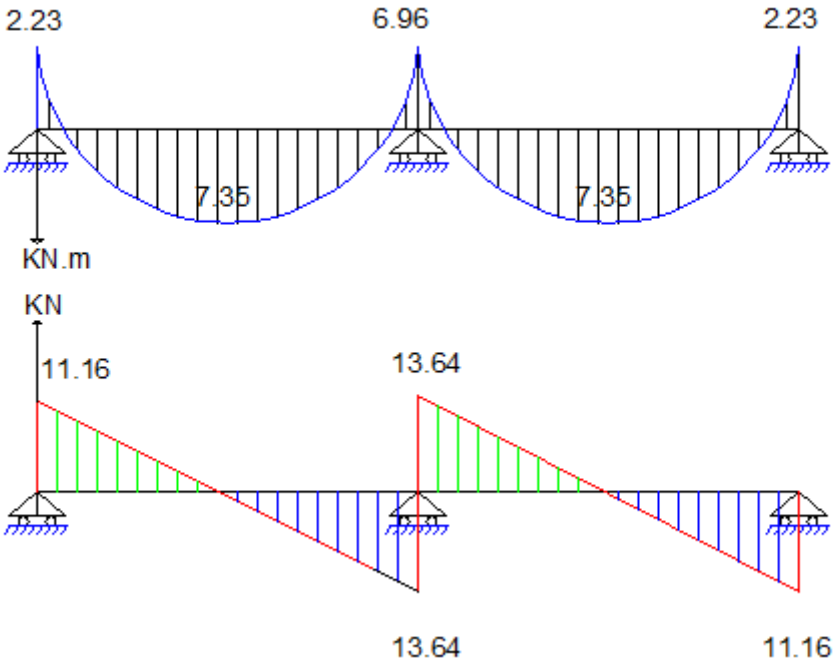


Fig.III.11. Diagrammes du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'E.L.U

Tableau III.17 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	8,09	5,32	1,61	4,85
B-C	8,09	5,32	4,85	1,61

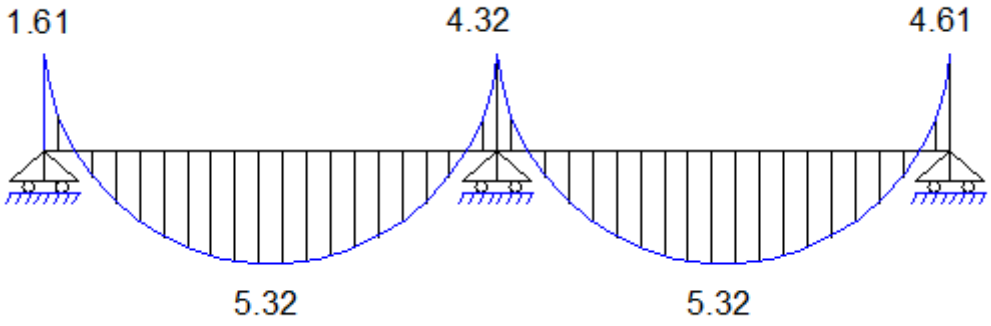
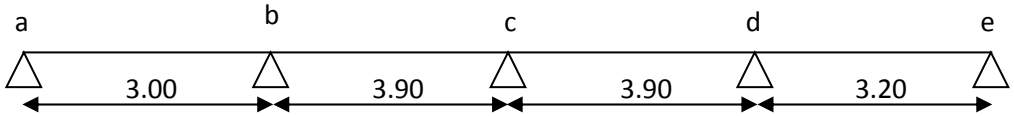


Fig.III.12. Diagrammes du moment fléchissant l'E.L.S

Poutrelles à quatre travées



-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$1.63 \leq \text{Min}\,[0.2G \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 > \frac{3.00}{3.90} = 0.76 < 1.25$	Non Vérifiée
	$0.8 \leq \frac{3.90}{3.90} = 1 \leq 1.25$	Vérifiée
	$0.8 \leq \frac{3.90}{3.20} = 1.21 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

Tableau III.18 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	7,75	3,17	1,55	7,59	8,31	-12,34
B-C	13,09	5,35	7,59	7,88	13,35	-13,50
CD	13,09	5,10	7,88	8,09	13,38	-13,48
DE	8,81	3,88	8,09	1,76	13,00	-9,04

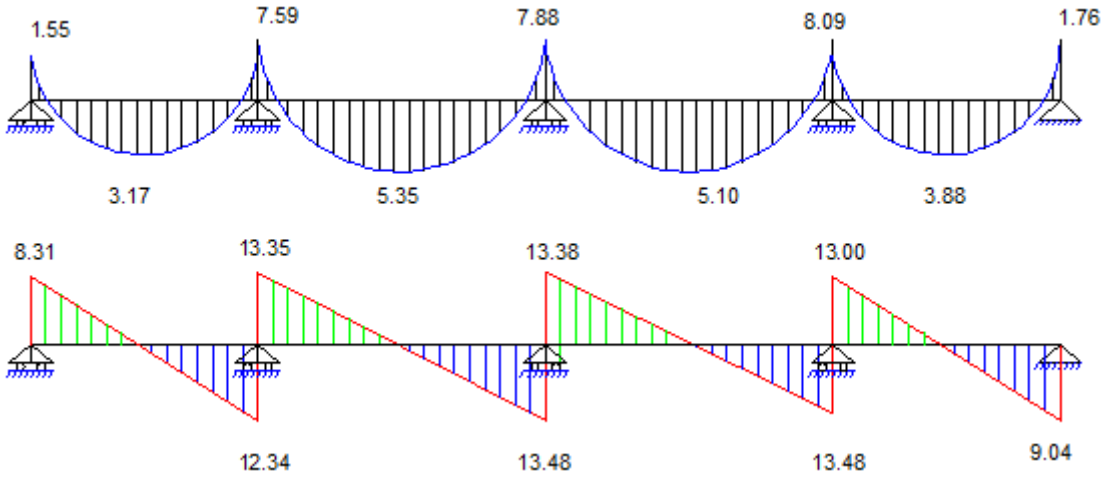


Fig.III.13. Diagrammes du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'E.L.U

Tableau III.19 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	5,61	2,30	1,12	5,50
B-C	9,49	3,88	5,50	5,72
C-D	9,49	3,70	5,72	5,87
D-E	6,39	2,81	5,87	1,27

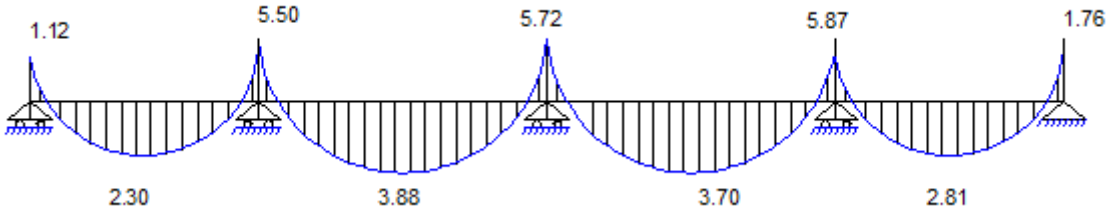


Fig.III.14. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

Poutrelles à cinq travées

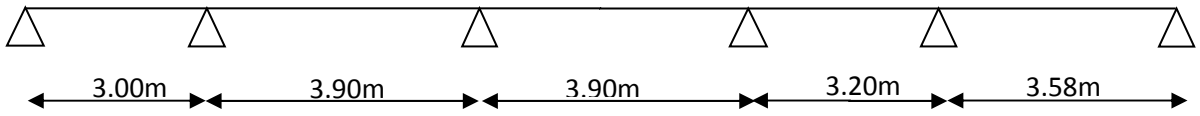


Tableau III.20 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	7,75	3,17	1,55	7,59	8,31	-12,34
B-C	13,09	5,35	7,59	7,88	13,35	-13,50
C-D	13,09	5,78	7,88	6,72	13,73	-13,13
D-E	8,81	1,31	6,72	8,27	10,54	-11,54

E-F	11,03	5,79	8,27	2,20	14,02	-10,63

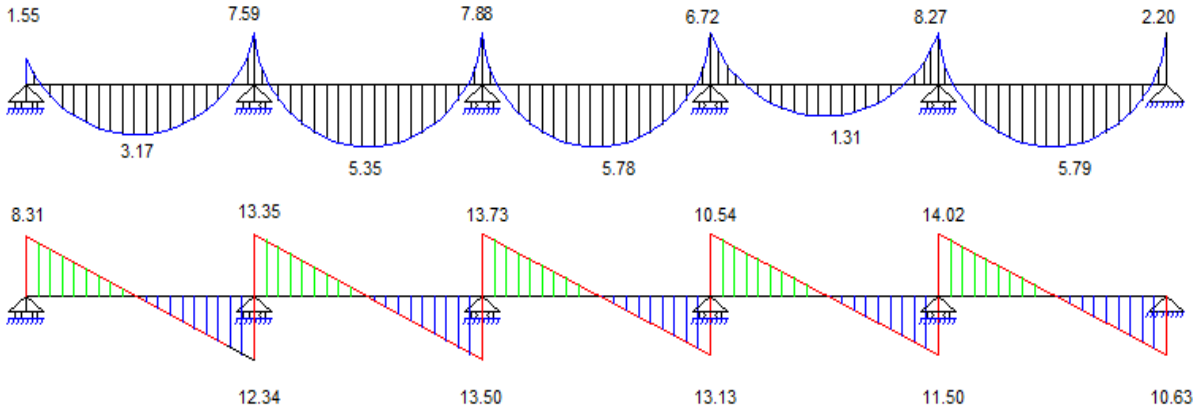


Fig.III.15. Diagrammes du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'E.L.U

Tableau III.21 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	5,61	2,30	1,12	5,50
B-C	5,49	3,88	5,50	5,72
C-D	5,49	4,19	5,72	4,87
D-E	6,39	0,95	4,87	5,99
E-F	8.00	5,79	2.20	5.99

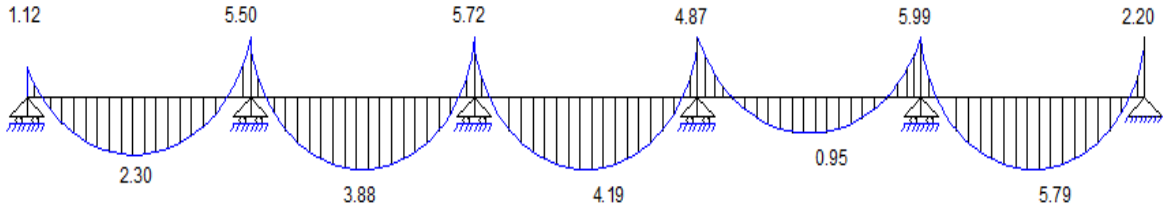


Fig.III.16. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

Résultat final :

	ELU			ELS	
travées	Ma (max)	Mt (max)	T (max)	Ma (max)	Mt (max)
2 travées	6.69	7.35	13.64	4.85	5.32
4 travées	8.09	5.35	13.50	5.87	3.88
5 travées	8.27	5.79	14.02	5.99	4.19

III.3.4.Calcul de ferraillage:

Tableau III.22 : Ferraillage des poutrelles :

Sollicitation à L'ELU		**Sections d'armatures**			
M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	As1 choisi	As2 choisi
8.27	6.69	1.56	1.93	3HA10= 2.36	2HA12 = 2.26

III.3.2.2.5.Armatures choisis en travée et en appui

Tableau III.23 : Armatures choisis en travée et en appui

Poutrelle	**Sections calculées**				**Sections choisies**			
Section	As1 (cm²)	As2 (cm²)	A's1 (cm²)	A's2 (cm²)	As1 choisi (cm²)	As2 choisi (cm²)	A's1 choisi (cm²)	A's2 choisi (cm²)
Poutrelle	2.36	2.36	0	0	3HA10	1HA12+ 1chapHA12	-	-

III.3.2.2.6.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau III.24 : Vérification des contraintes à l'état limite de service

Poutrelle	**Sollicitation à l'ELS**		**Contraintes en travée**			**Contraintes en appui**			**Contraintes admissibles**		**vérification**
Section	Mt	Ma	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ_s'	$[\sigma_b]$	$[\sigma_b]$	
	KN.m	KN.m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Oui/non
poutrelle	5.32	5.99	1.83	-	-	8.46	-	-	15	15	Oui

III.3.2.2.7.Vérification des contraintes de cisaillement :

Tableau III.25 : Vérification des contraintes de cisaillement

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	h	b	T	τ_u		Vérification	ZN	ZC	$\emptyset$	At
	(cm)	(cm)	(KN)	(MPa)	(MPA)	Oui/non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm²)
Poutrelle	20	8	14.02	0.97	3.33	oui	15	15	6	0.56

III.3.2.2.7.Vérification des flèches :

Tableau III.26 : Vérification des flèches

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	Flèche		Vérification
section	l	h	b	Mt	AS1t	ft	F adm	
	m	cm	cm	(KN.m)	(cm^2)	mm	mm	Oui/non
poutrelle	3.90	20	8	6.69	2.36	2.3	7.8	Oui

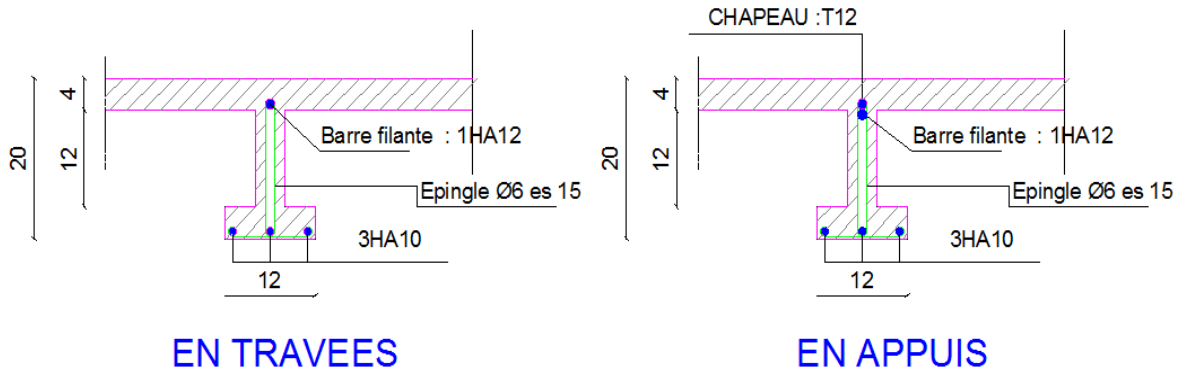


Fig.III.17. Ferraillage des poutrelles

III.3.5Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (20×20) cm2

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $Ln \leq 50cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$

- Si : $50 \leq Ln \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

Ln : Ecartement entre axes des nervures

fe : Limite d'élasticité en [MPA].

III-3-4-1-Armatures perpendiculaires aux nervures :

$At \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$ 50 cm ≤ L ≤ 80 cm

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $At \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; fe=520 MPA ; ϕ=5mm.

Choix des armatures :

5T5 ⟶ A = 0.98 cm²

(T5 ⟶ e = 20cm).

III-3-4-2-Armatures parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :

On a : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23 cm^2$

Choix des armatures :

5T5 ⟶ A = 0.98cm²

(T5 ⟶ e = 20cm).

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS ∅5 (200x200x5)

III.4.Dalle pleine :

III.4.1.Introduction :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant sur 2 ,3ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de forme régulière ou irrégulière.

III.4.2.Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

III.4.3.Principe de calcul :

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.

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes} - \Sigma \text{ des Travaux Internes} = 0$$

III.4.3.1.Travail externe :

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$\textbf{Text} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

III.4.3.2.Travail interne :

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.

$$\textbf{Tint} = \textbf{M.l.}\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

III.4.4. Calcul des dalles triangulaires :

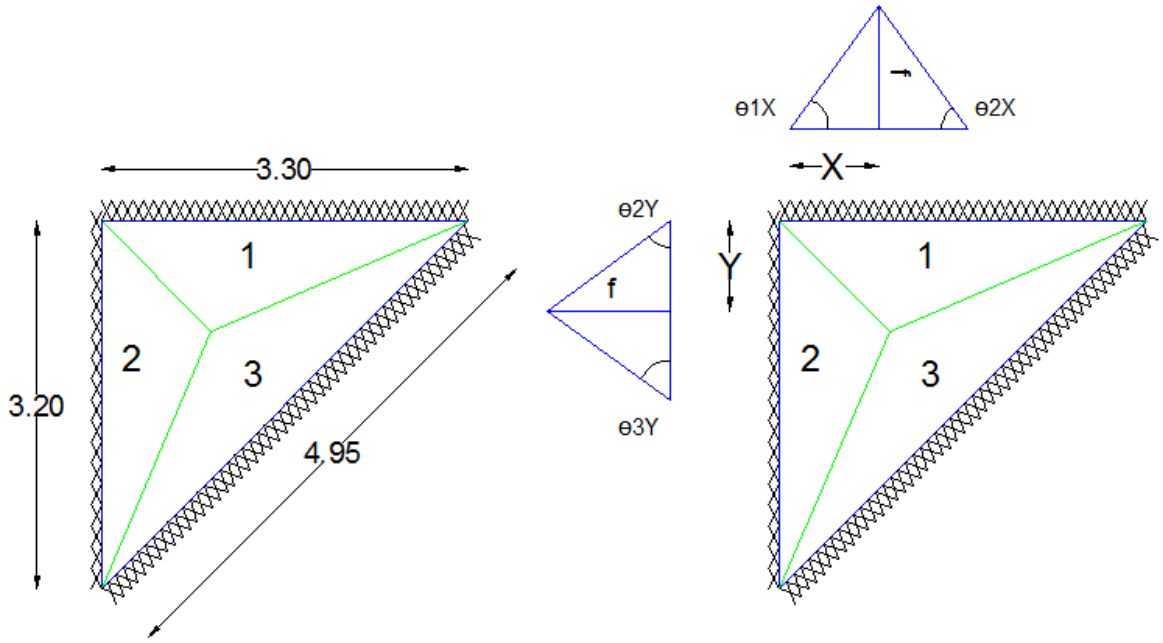


Figure.III.18 : Déplacement des zones (dalles pleine)

III.4.4.1.calcul de la charge totale :

Tableau III.27 : Les charges à l'état ultime et service dans les étages

Plancher	Pu (KN/m²)	Pser (KN/m²)
Terrasse	11.42	8.35
Courant (habitation)	11.63	8.45

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

Pu = 11.63 KN/m²
Pser = 8.45 KN/m²

III.4.4.2.Détermination de M:

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \quad avec \quad \begin{cases} Tint - M \times 1 \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

III.4.4.2.1.Détermination de travail externe :

$$Text(1) = Pu \times (S1) \times \frac{f}{3} \; ; \; Text(2) = Pu \times (S2) \times \frac{f}{3} \; ; \; Text(3) = Pu \times (S3) \times \frac{f}{3}$$

Donc :

$$Text = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = Pu \times (S1 + S2 + S3) \times \frac{f}{3} = Pu \times (\frac{L_x \times L_y}{2}) \times \frac{f}{3}$$

D'où :

$$Text = Pu \times \left(\frac{(L_x \times L_y) * cos45}{2} \right) \times \frac{f}{3} = Pu \times \left(\frac{(3.20 \times 3.30) * cos45}{2} \right) \times \frac{f}{3} = 1.24 \times Pu \times f$$

$$Text = 1.24 \times Pu \times f$$

III.4.4.2.2.Détermination de travail interne :

$$Tint = \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = M \times f \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y} \right) * cos45$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum Tint = \sum Text$

$$M \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y} \right) * cos45 = 1.24 \times Pu$$

On obtient :

$$Pu = \frac{M \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y} \right) * cos45}{1.24}$$

$$Pu = f(x,y)\, dx \begin{cases} \frac{dp}{dx} \rightarrow \frac{-6.6}{x^2} + \frac{13.2}{(3.30 - 2x)^2} \\ \frac{dp}{dy} \rightarrow \frac{-6.4}{y^2} + \frac{12.8}{(3.20 - 2y)^2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0.96\ m \\ y = 0.93\ m \end{cases}$$

Donc :

$$Pu = 12.14 \times Mu \Rightarrow Mu = \frac{P_u}{12.14} = \frac{11.63}{12.14} = 0.95\ KN.m$$

Alors : Mu=0.956 KN.m

Mser =0.696 KN.m

III.4.5.calcul de ferraillage:

a- l'ELU

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$$Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 0.717\ KN.m \ \ldots\ldots\ldots \text{Le moment en travée}$$

$$Max = May = -0.5 \times Mu = -0.487\ KN.m \ \ldots\ldots\ldots \text{Le moment aux appuis}$$

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mp

Tableau III.28 : Calcul de ferraillage a l'ELU

	M (KNm)	b (cm)	D (cm)	A (cm^2)	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{choisir}$ (cm^2)
En travée	0.717	100	12.5	0.165	1.5	4HA10=3.14
En appuis	0.487	100	12.5	0.112	1.5	4HA10=3.14

- Vérification de la section :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Rightarrow 10 \leq \frac{150}{10} = 15 \ldots\ldots \text{C.V}$$

- Condition d'espacement :

$$St = \frac{100-4}{4} = 24\ cm \text{ on prend } St = 25\ cm$$

$$25cm \leq \text{Min}[3h = 45\ ; 33cm] = 33cm \ \ldots\ldots\ldots \text{C.V}$$

III.4.5.1. Vérification des contraintes a L'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$M_{a.x} = M_{a.y} = -0.5 \times M_{ser} = -.0348$ KN.m …… Le moment aux appuis.

$M_{t.x} = M_{t.y} = 0.75 \times M_{ser} = 0.552$ KN.m …… Le moment en travée.

III.4.5.2. Vérification des contraintes

A_t= 3.14cm² ; A_a= 3.14cm²

On doit vérifier : $\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$

Tableau III.29 : Vérification des contraintes

Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissibles		vérification
Mt	Ma	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ_s'	$[\sigma_b]$	$[\sigma_b]$	
KN.m	KN.m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Oui/non
0.552	0.348	0.320	-	-	0.202	-	-	15	15	Oui

- les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.4.5.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{V}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Tableau III.30 : Vérification des contraintes de cisaillement

V(KN)	b_0(cm)	d (cm)	τ (MPA)	$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$	$\tau \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$
12.36	100	12.5	0.988	1.17	**C.V**

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

III.4.4.4. 3.Vérification de la flèche :

h= 15 cm ; l = 3.20 cm ; A= 3.14 cm² ; b = 100 cm ; d = 12.5 cm.

M_t = 0.99 KN.m ; Ma = 1.32 KN.m ; FeE400 MPa.

Tableau III.31 : Vérification de la flèche

$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{1}{20}\frac{Mt}{M0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0}$	$\frac{A}{b0.d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$
0.046	0.0625	**C.V**	0.0375	**C.V**	0.002	0.011	**C.V**

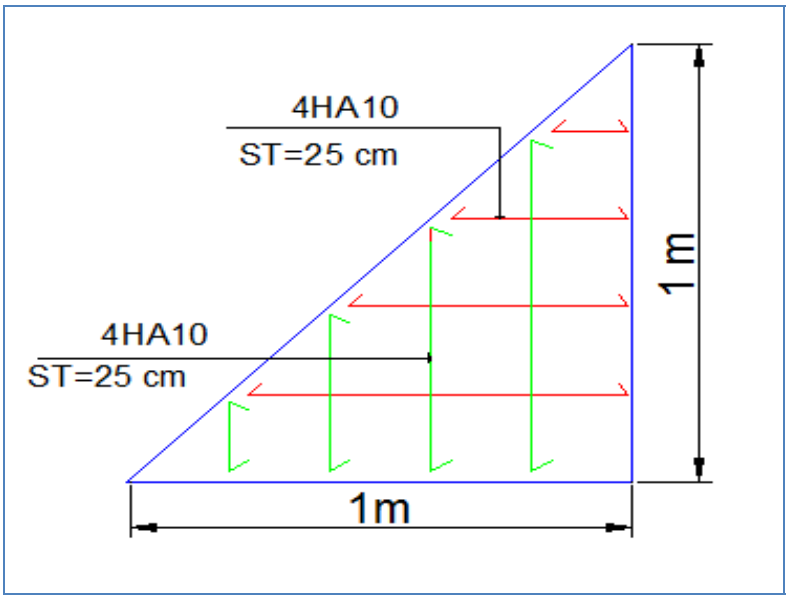


Figure.III.19 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml

IV.1 Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures Pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurerez au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.1.1 Choix de la méthode de calcul

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier 22.68 m, donc selon le RPA 2003 ►► [Art 4.1.2] ◄◄, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 17 ».

IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.1.2.1 . 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.1.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 version17 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul :

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

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

a-Coefficient d'accélération A : [Modificatifs et compléments aux RPA99].

A=0.25

***facteur de correction d'amortissement η :**

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2*\xi}}$ $\xi = 7\ \%$ (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).

Avec remplissage dense → η = 0,882

**** coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄***

On prend dans un premier calcul **(R=4)** ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé,

b-facteur de qualité Q :(R.P.A 99 VERSION 2003. Tab. 4.4)

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

Tableau IV.1 : détermination du facteur de qualité

	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	**N.observé**	**Observé**	N.bservé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.05	Oui	**0.05**
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	**0**
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	**0,05**
4. Régulation en elevation	Oui	0	Oui	**0**
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	**0**
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	**0**
La Somme	**0.10**		**0.10**	

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_X=1.10 Q_Y=1.10

c-périodes caractéristiques : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7)

T_1 = 0.15 s …… T_2 = 0.50 s

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

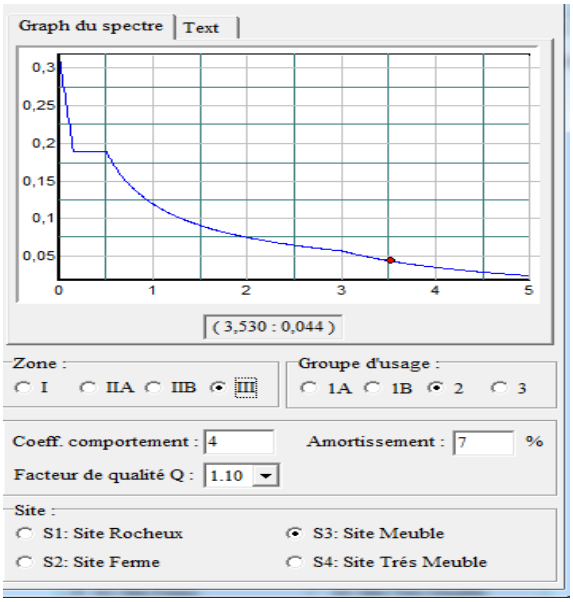


Figure IV.1 : graphe du spectre de réponse **.**

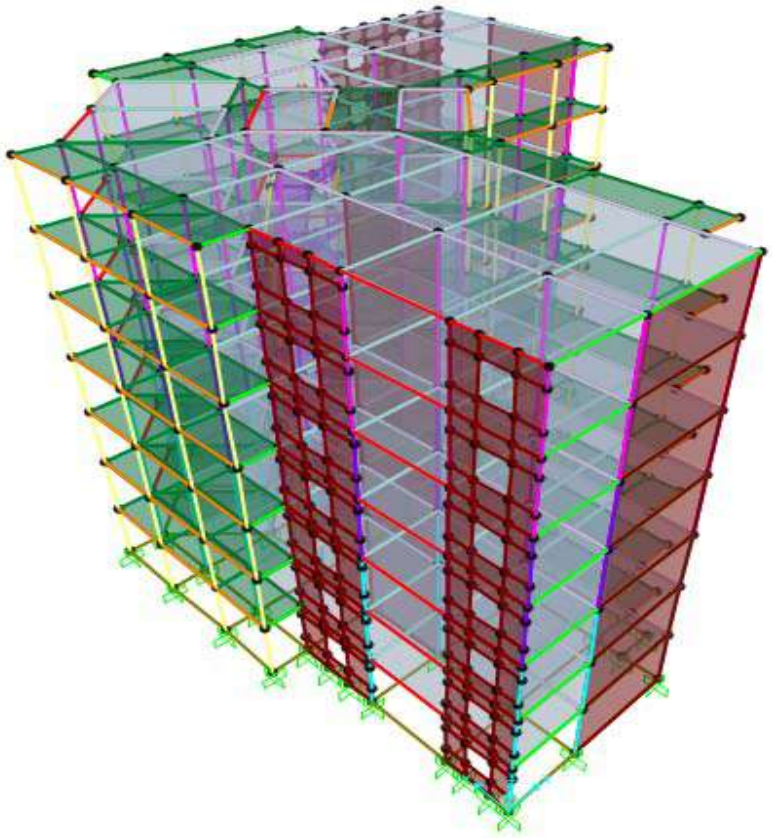


Figure IV.2 :vue de la structures en 3d

IV.1.3 Dispositions des voiles :

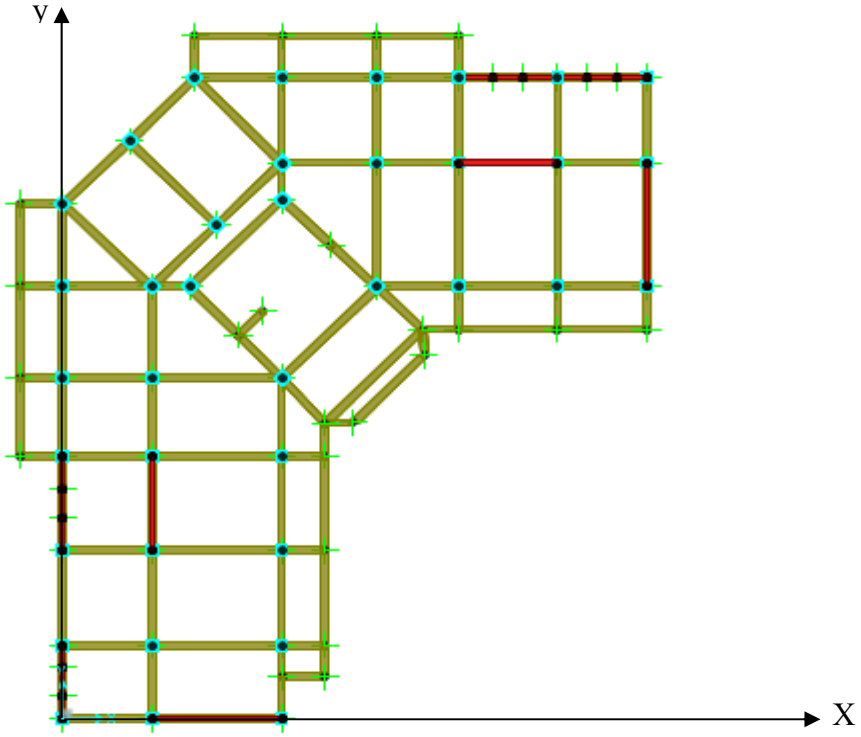


Figure IV.3 : disposition des voiles en plan

Tableau IV.2 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode(i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.562	0.66 %	**67.02 %**	0.36 %
2	0.511	**64.28 %**	0.38 %	3.40 %
3	0.348	0.72 %	0.52 %	**64.62 %**

IV.1.4 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art.3.5.1.a]

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

D'après les résultats à partir de la sortie de fichier de SAP2000.V.17 suivant :

a-Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 24.65 m
- Largeur du bâtiment = 28.05 m

b-Excentricité accidentelle : (Art.4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003)

- Excentricité suivant Ex = 15 %.Lx = 3.70 m

- Excentricité suivant Ey = 15 %.Ly = 4.21 m

c-Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV.3 : Calcul de centre de masse et centre d'inertie

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
A	22.68	2.943	2.921	14.76	21.75	4219.68	**8.99**	**16.02**
B	19.44	2.943	2.921	14.76	21.75	4670.88	**9.17**	**15.70**
C	16.20	2.974	2.952	14.35	21.63	4721.31	**9.17**	**15.70**
D	12.96	2.974	2.953	14.35	21.63	4765.93	**9.16**	**15.70**
E	9.72	3.019	2.997	13.98	21.51	4816.67	**9.16**	**15.70**
F	6.48	3.019	2.997	13.98	21.51	4868.25	**9.15**	**15.70**
G	3.24	3.260	3.235	13.64	21.40	4913.04	**9.18**	**15.68**

d-Excentricité:

Tableau IV.4 : Calcul d'excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	Verification
A	22.68	5.77	5.73	Non
B	19.44	5.59	6.05	Non
C	16.20	5.18	5.93	Non
D	12.96	5.19	5.93	Non
E	9.72	4.82	5.81	Non
F	6.48	4.83	5.81	Non
G	3.24	4.46	5.72	Non

IV.1.5 Justification coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 [Art.3.4.A.4.b]

On doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP.2000v17) qui sont données ci-après :

Suivant X :

Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (kN)**	**Nz /Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**Tx /Poteaux (kN)**	**Tx /Voiles (kN)**
A 22.68	3923.86	3329.73	594.13	985.91	0.00	**985.91**
B 19.44	8436.83	7122.54	1314.28	1827.29	0.00	**1827.29**

C 16.20	13298.55	11375.65	1922.89	2518.14	0.00	**2518.14**
D 12.96	18163.32	15565.64	2597.67	3071.59	0.00	**3071.59**
E 10.20	23295.98	20208.88	3087.09	3533.98	0.00	**3533.98**
F 9.72	28344.60	24631.59	3713.00	3879.96	0.00	**3879.96**
G 6.48	33032.46	27547.41	5485.04	3762.55	0.00	**3762.55**
H 3.24	3923.86	3329.73	594.13	985.919	0.00	**985.91**

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV.6 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**	**Effort tranchant Tx (%)**	**Tx /Poteaux (%)**	Tx /Voiles (%)
A 22.68	100 %	84.858 %	**15.142 %**	100 %	0.00 %	**100.00 %**
B 19.44	100 %	84.422 %	**15.578 %**	100 %	0.00 %	**100.00 %**
C 16.20	100 %	85.541 %	**14.459 %**	100 %	0.00 %	**100.00 %**
D 12.96	100 %	85.698 %	**14.302 %**	100 %	0.00 %	**100.00 %**
E 10.20	100 %	86.748 %	**13.252 %**	100 %	0.00 %	**100.00 %**
F 9.72	100 %	86.900 %	**13.100 %**	100 %	0.00 %	**100.00 %**
G 6.48	100 %	83.395 %	**16.605 %**	100 %	0.00 %	**100.00 %**
H 3.24	100 %	84.858 %	**15.142 %**	100 %	0.00 %	**100.00 %**

Suivant Y :

Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A 22.68	4008.14	3329.73	678.40	1159.31	0.00	**1159.31**
B 19.44	8592.29	7122.54	1469.74	1730.06	0.00	**1730.06**
C 16.20	13484.26	11375.65	2108.60	2390.54	0.00	**2390.54**
D 12.96	18412.54	15565.64	2846.89	2943.05	0.00	**2943.05**
F 9.72	28611.86	24631.59	3980.27	3723.98	0.00	**3723.98**

G 6.48	33349.52	27547.41	5802.11	3515.20	0.00	**3515.20**
H 3.24	4008.14	3329.73	678.40	1159.31	0.00	**1159.31**

- **Valeurs en pourcentage**

Tableau IV.8 : Vérification du coefficient comportement R suivant Yen pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**	**Effort tranchant Tx (%)**	**Tx /Poteaux (%)**	Tx /Voiles (%)
A 22.68	100 %	83.074 %	16.926 %	100 %	0.00 %	**100.00 %**
B 19.44	100 %	82.895 %	17.105 %	100 %	0.00 %	**100.00 %**
C 16.20	100 %	84.362 %	15.638 %	100 %	0.00 %	**100.00 %**
D 12.96	100 %	84.538 %	15.462 %	100 %	0.00 %	**100.00 %**
F 9.72	100 %	86.089 %	13.911 %	100 %	0.00 %	**100.00 %**
G 6.48	100 %	82.602 %	17.398 %	100 %	0.00 %	**100.00 %**
H 3.24	100 %	83.074 %	16.926 %	100 %	0.00 %	**100.00%**

IV.2 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 v2003 [19] 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.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.9 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant l'axe (Y) avec : T1=0.562 sec	Translation suivant l'axe (x) avec : T_2=0.511 sec	rotation autour de l'axe (Z) avec : T_3=0.348 sec

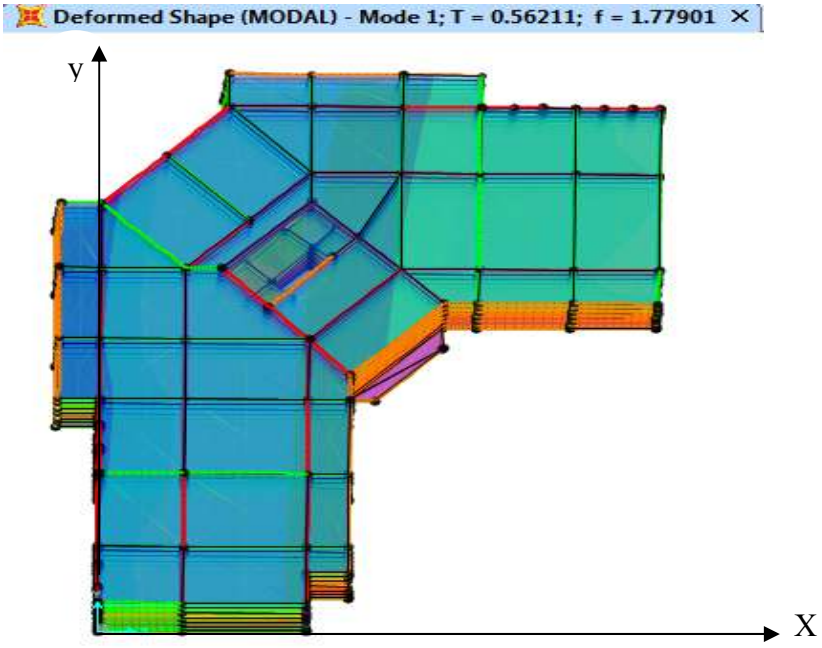


Figure IV.4 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y)

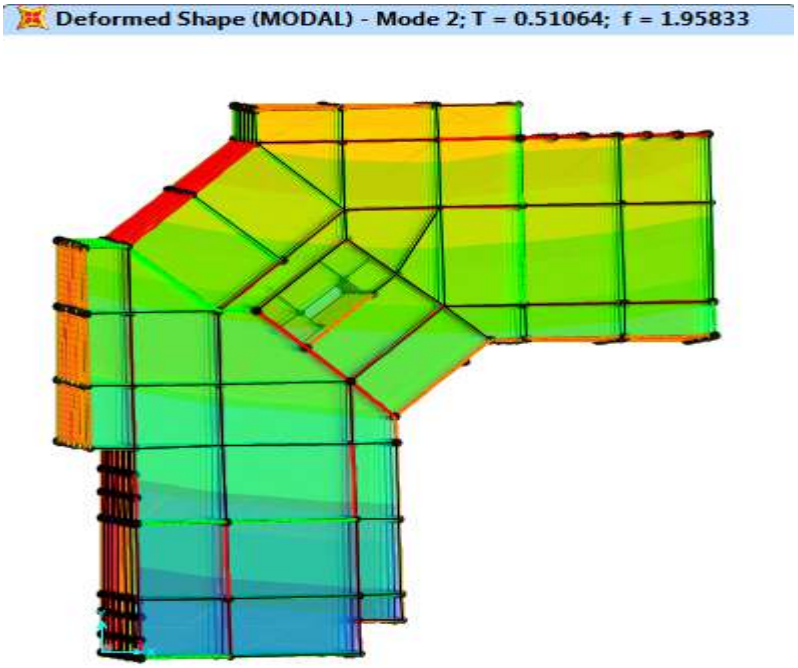


Figure IV.5 : Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe X)

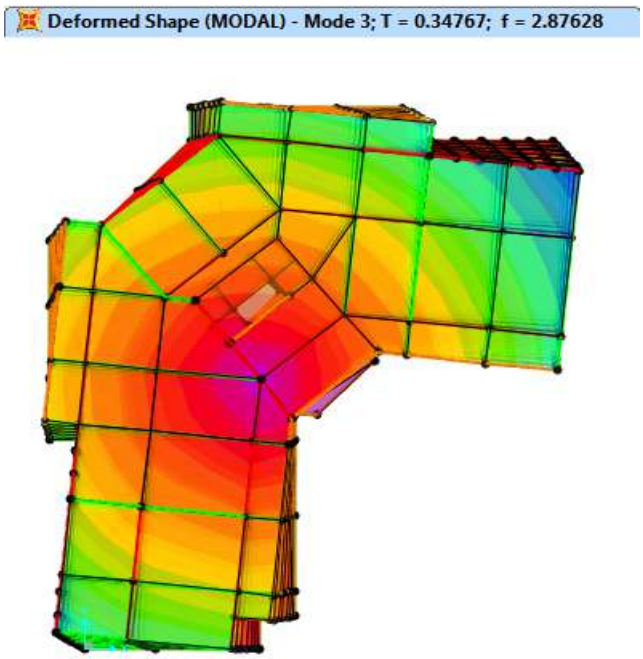


Figure IV.6 : Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

IV.2.2 Vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4. a]

Tableau IV.10 : vérification de participation massique

Mode	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,562	0,66%	67,02%	0,36%	0,66%	67,02%	0,36%
2	0,511	64,28%	0,38%	3,40%	64,94%	67,41%	3,75%
3	0,348	3,50%	0,52%	64,62%	68,44%	67,92%	68,37%
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.		.	.	.	.	.	.
23	**0,059**	**1,41%**	**0,06%**	**0,03%**	**91,12%**	**94,25%**	**88,86%**

❖ **Constatation :**

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir de mode 23 dans les deux directions.

IV.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 [Art 4.2.6]

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

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

❖ **Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 VERSION 2003)**

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

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

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

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 = 0,50s (Avec site S_3) **(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7)**

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

(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.519\ s$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser aussi la formule : $Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$ (tableau 4.7 R.P.A 2003), où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque direction la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

$$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.397s \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.426s$$

$D = 2.5\eta = 2.205 \ldots\ldots\ldots 0 \le TX, TY \le 0.50$

➢ W : poids total de la structure :

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

β = 0.2 **(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5).** W= 36760,278 KN.

Tableau IV.11 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	V_X (KN)	V_Y (KN)
0,25	2.205	2.205	4	1,10	1,10	36760,278	5587.562	5587.562

❖ **Vérification de la force dynamique par apport la force statique**

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	E_d	V	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \geq 0.8$	Scale.Factor	E_d
suivant x	4266,117	5587.562	0,7635	cnv	1,0478	4470,05
suivant x	4436.521	5587.562	0,7940	cnv	1,0076	4470,05

IV.2.4 Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA Version 2003 [Art4.4.1]

IV.2.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Tableau IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)

Diaphragme N°	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
Diaph A 22.68	4218.17	22.68	95668.10	**1020.89**	**1020.94**
Diaph B 19.44	4669.21	19.44	90769.44	**968.62**	**968.66**
Diaph C 16.20	4719.62	16.20	76457.84	**815.90**	**815.93**
Diaph D 12.96	4764.23	12.96	61744.42	**658.89**	**658.92**
Diaph E 9.72	4814.95	9.72	46801.31	**499.43**	**499.45**
Diaph F 6.48	4866.51	6.48	31534.98	**336.52**	**336.53**
Diaph G3.24	4911.28	3.24	15912.55	**169.81**	**169.81**

IV.2.4.2 Moment de renversement :

Tableau IV.14 : Calcul du moment de renversement

Diaphragme N°	hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
Diaph A 22.68	22.68	1020.89	1020.94	23153,83	23154,87
Diaph B 19.44	19.44	968.62	968.66	18829,92	18830,77
Diaph C 16.20	16.20	815.90	815.93	13217,51	13218,11
Diaph D 12.96	12.96	658.89	658.92	8539,16	8539,55
Diaph E 9.72	9.72	499.43	499.45	4854,42	4854,63
Diaph F 6.48	6.48	336.52	336.53	2180,62	2180,72
Diaph G 3.24	3.24	169.81	169.81	550,17	550,2
			∑Mr	**71325,63**	**71328,85**

IV.2.4.3 Moment stabilisant:

Tableau IV.15 : Calcul du moment stabilisant

Diaphragme N°	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (kN.m)	Mtyi (kN.m)
Diaph A 22.68	4219,68	8,99	16,02	37934,923	67599,273
Diaph B 19.44	4670,88	9,17	15,7	42831,969	73332,816
Diaph C 16.20	4721,31	9,17	15,7	43294,412	74124,567
Diaph D 12.96	4765,93	9,16	15,7	43655,918	74825,101
Diaph E 9.72	4816,67	9,16	15,7	44120,697	75621,719
Diaph F 6.48	4868,25	9,15	15,7	44544,487	76431,525
Diaph G3.24	4913,04	9,18	15,68	45101,707	77036,467
			∑Mt	**301484,116**	**518971,469**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV.16 : Vérification de stabilisation

M_0x (KN.m)	**M_0y (KN.m)**	**Mox (KN.m)**	**Moy (KN.m)**	**Mtx/M0x**	**Mty/M0y**	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$
301484,116	518971,469	71325,63	71328,85	**4.22**	**7.275**	C.V

La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.2.5 Vérification des déplacements en tête : selon RPA88

δadm=H/250

δadm : déplacement admissible de la structure :

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements en tête

	δe (cm)	δk = δek * R(cm)	δadm = H/250(cm)	Vérification
Suivant X	**1.55**	**6.20**	**9.07**	**Ok**
Suivant Y	**1.35**	**5.40**	**9.07**	**Ok**

❖ **Constatation :**

Les déplacements (en tête) sont inférieurs aux déformations admissibles dans les deux directions.

IV.2.6 Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ **(Art.4.4.3 : RPA 99 VERSION 2003)**

Avec :

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

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

Selon **(Art.5.10 : RPA 99 VERSION 2003)** :

le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

$$\Delta_K \text{ limite} = 0{,}01 \times he$$

Tableau IV.18:Vérification des déplacements inter-étage sens X

Diaphragme N°	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
Diaph A 22.68	1.55	6.20	1.04	3.24	**Ok**
Diaph B 19.44	1.29	5.16	1.08	3.24	**Ok**
Diaph C 16.20	1.02	4.08	1.12	3.24	**Ok**
Diaph D 12.96	0.74	2.96	1.04	3.24	**Ok**
Diaph E 9.72	0.48	1.92	0.88	3.24	**Ok**
Diaph F 6.48	0.26	1.04	0.72	3.24	**Ok**
Diaph G 3.24	0.08	0.32	0.32	3.24	**Ok**

Tableau IV.19 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Diaphragme N°	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
Diaph A 22.68	1.35	5.40	0.88	3.24	**Ok**
Diaph B 19.44	1.13	4.52	0.92	3.24	**Ok**
Diaph C 16.20	0.90	3.60	0.92	3.24	**Ok**
Diaph D 12.96	0.67	2.68	0.92	3.24	**Ok**
Diaph E 9.72	0.44	1.76	0.80	3.24	**Ok**
Diaph F 6.48	0.24	0.96	0.64	3.24	**Ok**
Diaph G3.24	0.08	0.32	0.32	3.24	**Ok**

- **constatation :**

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans les deux directions.

IV.2.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003 [Art 7.1.3.3]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Section des poteaux a la base 45x45

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

	N_d (KN)	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot45*45	1260.548	G+Q+Edx	0.272	Oui
Pot45*45	1319.632	G+Q+Edy	0.285	Oui

IV.2.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003[Art 5.9]

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.

Tableau IV.21 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau k	**hi**	**wi (kN)**	**V_{kx} (kN)**	**Δ_{kx} (cm)**	**θ_{kx}**	**θx≤ 0,10**
A	22.68	4218,17	945,15	1,44	0,0198	Vérifiée
B	19.44	4669,21	896,75	1,48	0,0238	Vérifiée
C	16.20	4719,62	755,36	1,44	0,0278	Vérifiée
D	12.96	4764,23	610	1,36	0,0328	Vérifiée
E	9.72	4814,95	462,37	1,16	0,0373	Vérifiée
F	6.48	4866,51	311,55	0,84	0,0405	Vérifiée
G	3.24	4911,28	157,21	0,4	0,0386	Vérifiée

Tableau IV.22 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau k	hi	wi (kN)	V_{ky} (kN)	Δ_{ky} (cm)	θ_{ky}	θx≤ 0,10
A	22.68	4218,17	911,45	1,36	0,0194	Vérifiée
B	19.44	4669,21	864,78	1,4	0,0233	Vérifiée
C	16.20	4719,62	728,43	1,36	0,0272	Vérifiée
D	12.96	4764,23	588,25	1,32	0,033	Vérifiée
E	9.72	4814,95	445,89	1,12	0,0373	Vérifiée
F	6.48	4866,51	300,44	0,84	0,042	Vérifiée
G	3.24	4911,28	151,6	0,36	0,036	Vérifiée

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ dans les deux directions.

IV.3 Conclusion:

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

I. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul de ferraillage, pour les différentes combinaisons de calcul :

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées soit en flexion composée pour les trumeaux et soit en flexion simple ou bien traction / compression pour les linteaux.
- Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du CBA93 et RPA99 version 2003.

II. Ferraillage des poutres :

- Rôle des armatures longitudinales : sont disposées pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion en travée et en appuis
- Combinaison de calcul : à l'ELU (1.35G+1.5Q) et à l'ACC (0.8G+E, G+Q+E)
- Vérification des contraintes à l'ELS : Toujours on vérifiée a l'ELS le cas le plus défavorable dans la durée de vie des structures ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$, $\sigma'_s \leq \bar{\sigma}_s$).

Les matériaux et les données de calcul :

Tableau V-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14{,}2$Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

II.1 Recommandation des règlements :

❖ **Selon R.P.A99v2003 :**

- **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

4. La longueur minimale de recouvrement est de $50\,\phi$ en Zone III

- **Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]:**

➢ Rôle des armatures transversales : sont disposées pour équilibrer les contraintes de cisaillement due aux efforts tranchant

La quantité de ferraillage: $A_t = \frac{T_{max}\,\gamma_s}{Fe}$

Sections minimales : La quantité d'armatures transversales minimales est données par

$$A_{tmin} = 0.003\, S_{tmin}\, .b$$

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l\right]$ ……… [Zone nodale]
- $St \leq \frac{h}{2}$ ……… [Zone courant]

❖ **Selon CBA93 :**

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \text{ …… [A. 7.1.2.1 CBA93]}$$

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\ \frac{b}{10};\ \emptyset_l\right] \text{ …… [A. 6.4.2 CBA93]}$$

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}$ ... ... [art A. 5.1.2.3 CBA93]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

II.2 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU :

II.2.1 Les poutres principales (30x40)

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)

	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x40	Travée	90.94	0.8G+Edx	6.50	3 HA14+ 2HA12	6.88
		Appui	-106.945	G+Q+Edx	7.70	3 HA14 + 2HA14	7.70
Etage courant	30x40	Travée	63.219	1.35G+1.5Q	5.10	3 HA14 + 1HA12	5.75
		Appui	-126.267	G+Q+Edx	9.20	3 HA14+ 3 HA14	9.24

II.2.2 Les poutres secondaires (30x35)

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35)

	Section	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Plancher Terrasse	30x35	-75.792	G+Q+Edy	6.30	3 HA14 + 2HA12	6.88
Plancher courant	30x35	-84.588	G+Q+Edy	7.10	3 HA14 + 2HA14	7.70

II.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\ ]$ = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

II.3.1 Les poutres principales :

Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x40)

	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$,σ'_s Mpa
Plancher terrasse	30x40	Travée	38.055	4.62	4.62	5.6	201.6	62.3	15	201.6
		Appui	-60.327	4.62	9.24	7.1	194.8	86.1	15	201.6
Plancher courant	30x40	Travée	46.073	5.75	4.62	6.3	201.6	72.3	15	201.6
		Appui	-62.151	4.62	12.32	6.7	201.6	73.2	15	201.6

❖ **Vérification au cisaillement des poutres principales :**

Tableau V-5 Vérification au cisaillement des poutres principales

Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Terrasse	107.914	1.35G+1.5Q	0.959	2.5	Vérifiée
Etage courants	121.894	1.35G+1.5Q	1.083	2.5	Vérifiée

II.3.2 Les poutres secondaires

Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x35)

	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$,σ'_s Mpa
Plancher terrasse	30x35	travée	17.693	4.62	4.62	3.3	129.1	35.10	15	201.6
		Appui	-22.798	4.62	8.01	3.5	98.1	41.0	15	201.6
Plancher courant	30x35	travée	27.932	4.62	4.62	5.10	201.6	55.5	15	201.6
		Appui	-26.194	4.62	9.24	3.9	98.3	45.9	15	201.6

❖ **Vérification au cisaillement des poutres secondaires:**

Tableau V-7 Vérification au cisaillement des poutres secondaire

Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Terrasse	60.713	1.35G+1.5Q	0.622	2.5	Vérifiée
Etage courants	48.896	1.35G+1.5Q	0.501	2.5	Vérifiée

II.4 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

II.4.1 Les poutres principales

Tableau V-8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A total (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Plancher terrasse	30x40	Travée	3 HA14+ 2HA12 = 6.88	11.50	6	1.2	Vérifier
		Appui	3 HA14 + 2 HA14 =7.70	12.32			
Plancher courant	30x40	Travée	3 HA14 + 1HA12 =5.75	10.37	6	1.2	Vérifier
		Appui	3 HA14+ 3 HA14 = 9.24	13.86			

II.4.2 Les poutres secondaires

Tableau V-9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Plancher terrasse	30x35	Appui	3 HA14 + 2HA12= 6.88	5.25	1.05	Vérifier
Plancher courant	30x35	Appui	3 HA14 + 2HA12= 6.88	5.25	1.05	Vérifier

II.5 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements(S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V-10 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm^2)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm^2)	Szn (cm)	Szc (cm)	At(cm^2) choisie
PP 30x40	1.083	33.75	1.2	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS 30x35	0.622	29.25	1.05	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

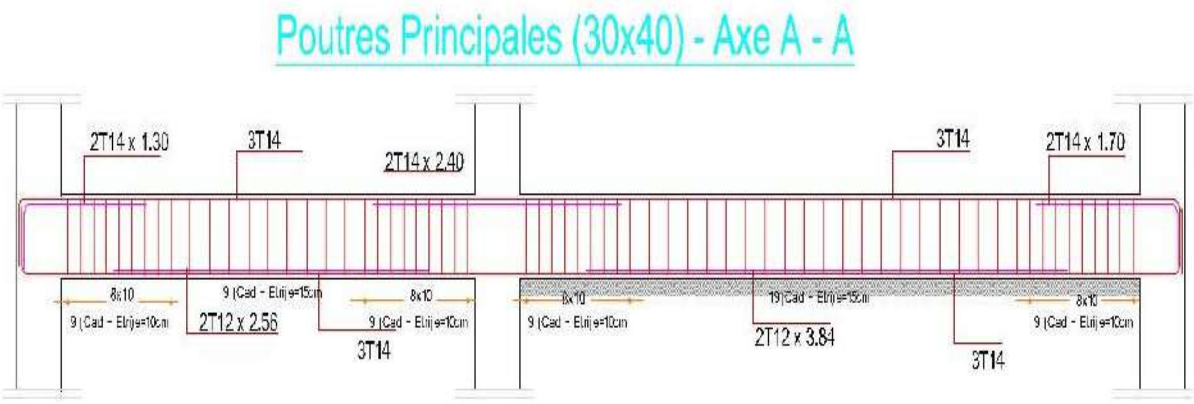


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

II.6 Vérification de la flèche

II.6.1 Poutre principale :

Tableau V-11 : Vérification de la flèche des poutres principales

Section	Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser ($kN.m$)	L (m)	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
PP30x40	4.62	4.62	46.073	4.85	5.7	9.4	Vérifier

II.6.2 Poutre secondaire :

Tableau V-12 : Vérification de la flèche des poutres secondaire

Section	Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser ($kN.m$)	L (m)	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
PP30x40	4.62	9.24	27.923	3.90	0.3	7.8	Vérifier

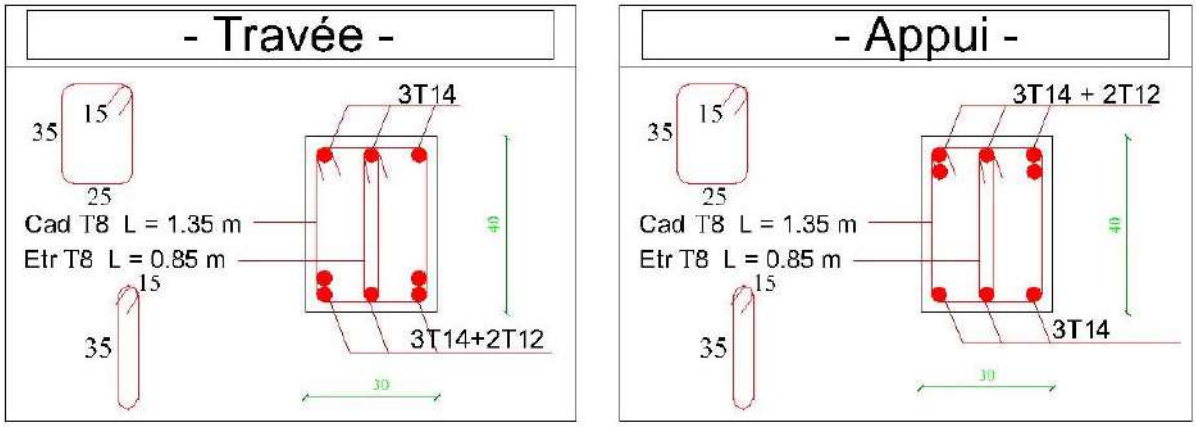


Figure V.2: ferraillages de poutres principales (Terrasse)

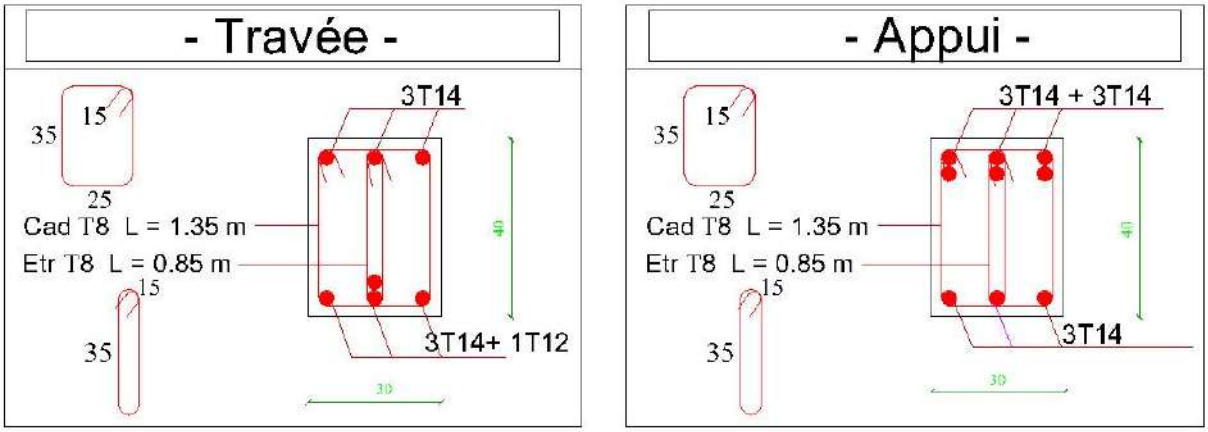


Figure V.3: ferraillage des poutres principales (Etage courant)

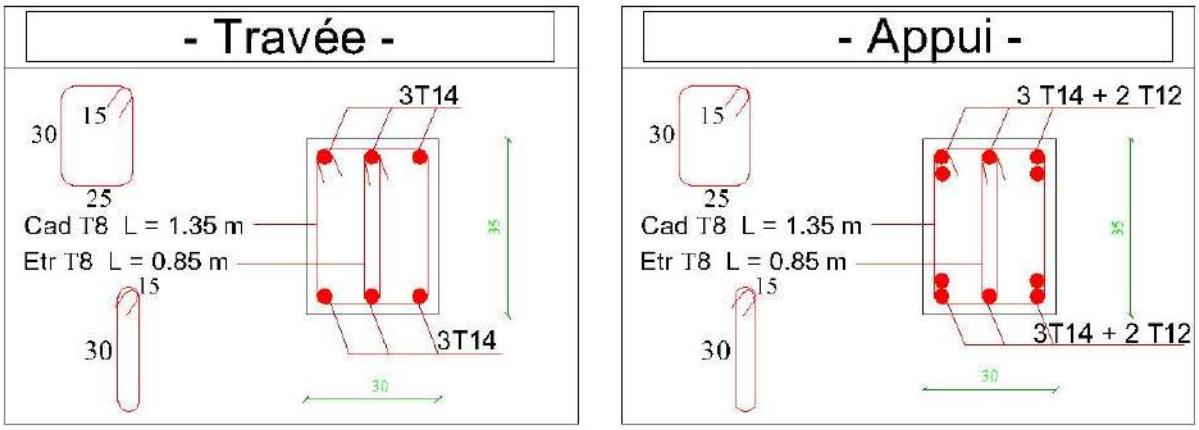


Figure V.4: ferraillage des poutres secondaires (Terrasse)

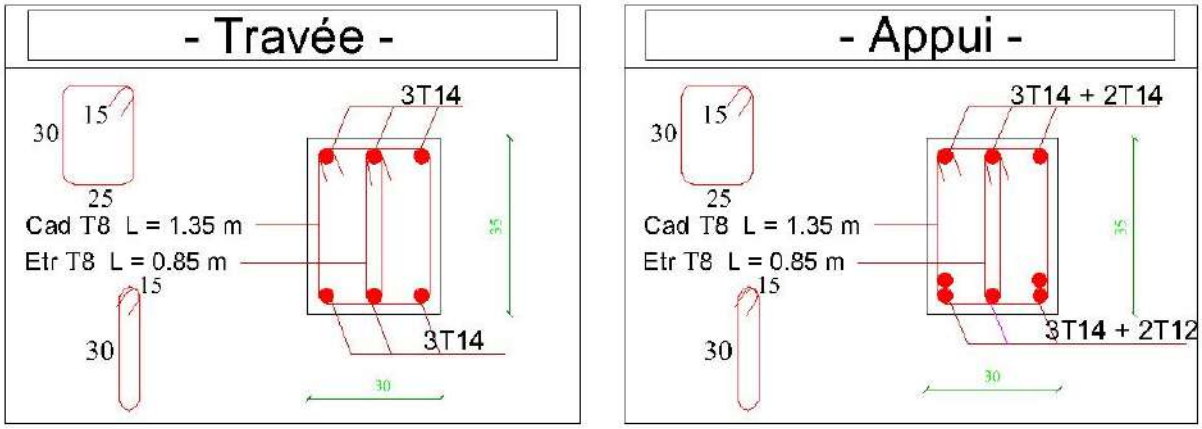


Figure V.5: ferraillage des poutres secondaires (Etage courant)

III. Ferraillages des poteaux :

Les poteaux dans cette structure sont supposés reprendre les charges verticales uniquement. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (système de contreventement R=4).Ces poteaux sont soumis à la flexion composée.

III.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 :

III.1.1 Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :
  - 0,9% en zone III
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est :
- 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.
  - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

III.1.2 Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

Tu : l'effort tranchant de calcul.

hI: hauteur totale de la section brute.

St : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}(10\Phi_l, 15\text{cm}) \ldots\ldots\ldots \text{Zone I et IIa} \\ 10\text{ cm} \ldots\ldots\ldots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone nodal}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 15\Phi_l \ldots\ldots\ldots \text{Zone I et IIa} \\ \text{Min}\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\Phi_l\right) \ldots\ldots\ldots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone courante}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

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

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

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = \begin{cases} 0.3\% & si \ \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & si \ \lambda g \leq 2.5 \end{cases}$$

Si $2.5 < \lambda g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λg est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda g = \left(\frac{lf}{a} ou \frac{lf}{b}\right)$$

a,b : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e = 400 MPa

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Øt min

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Ø cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

III.2 Ferraillages des poteaux carrés :

III.2.1 . A l'ELU :

Tableau V-13 : Ferraillages des poteaux A l'ELU

Section	Niveau	N (KN)	M (KN)	Combinaison	A_{cal} (cm²)	A_{min} RPA(cm²)	Le choix
45x45	3.24	1444.02	19.33	1.35G+1.5Q	7.20	18.22	**12 HA14 = 18.47 cm²**
	6.48	1417.10	20.41	1.35G+1.5Q	7.20	18.22	
	9.72	1140.97	42.53	1.35G+1.5Q	6.40	18.22	
40x40	12.96	878.57	26.54	1.35G+1.5Q	6.40	14.40	**12 HA14 =18.47 cm²**
	16.20	636.06	**30.76**	1.35G+1.5Q	6.40	14.40	
35x35	19.44	404.20	18.65	1.35G+1.5Q	5.60	11.025	**8 HA14 =12.32 cm²**
	22.68	213.90	19.78	1.35G+1.5Q	5.60	11.025	

2.1.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V-14 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	N (KN)	A adoptée (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Vérification
45x45	1179.549	**18.47**	5.50	83.00	15	201.63	Vérifiée
40x40	724.643	**18.47**	4.30	64.10	15	201.63	Vérifiée
35x35	331.937	**12.32**	2.50	38.00	15	201.63	Vérifiée

2.1.3 Déterminations des armatures transversales :

Tableau V-15 : Déterminations des armatures transversales

Section	T_u(kN)	λg	ρa	St_{finale} (cm)	A_t (cm^2)	Zone	choix
45x45	-	5.04	2.50	15	2.025	courante	6HA8
				10	1.35	nodale	
40x40	-	5.67	2.50	15	1.80	courante	4HA8
				10	1.20	nodale	
35x35	-	6.46	2.50	15	1.575	courante	4HA8
				10	1.05	nodale	

2.1.4 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

Tableau V-16 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%	0.3%<t<0.8%	t≥0.8%
45x45	Courante	0.297	5.04	Oui	-	-
	Nodale	0.449		-	Oui	-
40x40	Courante	0.335	5.67	-	Oui	-
	Nodale	0.502		-	Oui	-
35x35	Courante	0.382	6.46	-	Oui	-
	Nodale	0.574		-	Oui	-

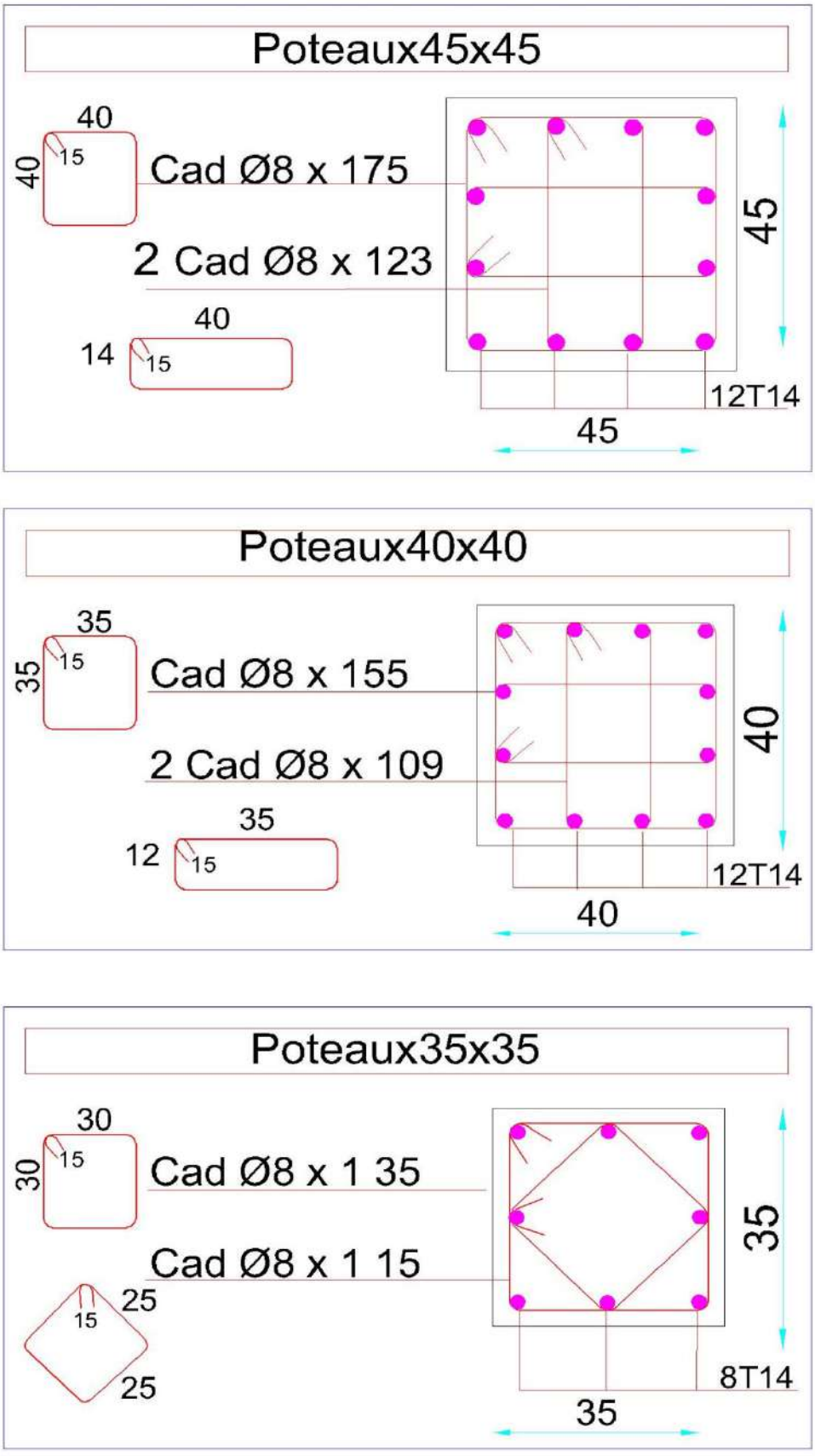


Fig V.6: ferraillage des Poteaux

IV. Ferraillages des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

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

IV.1 Les voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

IV.2 Voiles avec files d'ouvertures :

IV.2.1 Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

IV.2.2 Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux Ad

Tableau V-17 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14{,}2$Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

IV.3 Recommandations des règlements :

IV.3.1 Recommandation du RPA99v2003

- **Armatures verticales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.

Av =0.15%B dans la section globale du voile.

Av =0.10%B dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile.

- **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 "

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$Sh \leq min\,[1.5a;\ 30cm]$$

- **Armatures transversales :**

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

IV.3.2 Recommandations du CBA93 :

- **Armatures verticales**

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

$$St = \min[0.9d\ ;\ 40cm] \dots\dots\dots [\text{art A. 5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ \text{Mpa} \dots\dots\dots [\text{art A. 5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \dots\dots\dots [\text{art A. 5.1.2.3 CBA93}]$$

- **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :**

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

IV.3.3 Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

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.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser

$\varphi v, \varphi h \leq \frac{1}{10} . a$

a : largeur de voile

IV.4 Ferraillage des voiles pleins :

IV.4.1 Armatures verticales :

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-18 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC 1er 2ème Etage	V_1	465x17	1721.47	7879.50	23.9	23.9	15	2x (31HA10 = 24.35)
	V_2	465x17	1579.86	6554.52	19.3	19.3	15	2x (31HA10 = 24.35)
	V_3	345x17	1781.73	2937.75	14.5	14.5	15	2x (23HA10 = 18.06)
	V_4	345x17	1860.41	3976.33	14.5	14.5	15	2x (23HA10 = 18.06)
3ème 4ème Etage	V_1	475x17	1083.96	3329.40	19.7	19.7	15	2x (31HA10 = 24.35)
	V_2	475x17	990.65	2672.51	19.7	19.7	15	2x (31HA10 = 24.35)
	V_3	355x17	1119.00	1078.89	14.9	14.9	15	2x (23HA10 = 18.06)
	V_4	355x17	1166.78	1575.33	14.9	14.9	15	2x (23HA10 = 18.06)
5ème 6ème Etage	V_1	480x17	553.29	1190.07	19.9	19.9	15	2x (31HA10 = 24.35)
	V_2	480x17	516.06	908.85	19.9	19.9	15	2x (31HA10 = 24.35)
	V_3	360x17	442.11	413.89	15.1	15.1	15	2x (23HA10 = 18.06)
	V_4	360x17	631.35	609.30	15.1	15.1	15	2x (23HA10 = 18.06)

Tableau V-19 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	Vérification
RDC 1er 2ème Etage	V_1	465x17	2x (31HA10 = 24.35)	11.85	7.90	Vérifiée
	V_2	465x17	2x (31HA10 = 24.35)	11.85	7.90	
	V_3	345x17	2x (23HA10 = 18.06)	8.79	5.85	
	V_4	345x17	2x (23HA10 = 18.06)	8.79	5.85	
3ème 4ème Etage	V_1	475x17	2x (31HA10 = 24.35)	12.11	8.07	Vérifiée
	V_2	475x17	2x (31HA10 = 24.35)	12.11	8.07	
	V_3	355x17	2x (23HA10 = 18.06)	9.05	6.03	
	V_4	355x17	2x (23HA10 = 18.06)	9.05	6.03	
5ème 6ème Etage	V_1	480x17	2x (31HA10 = 24.35)	12.24	8.16	Vérifiée
	V_2	480x17	2x (31HA10 = 24.35)	12.24	8.16	
	V_3	360x17	2x (23HA10 = 18.06)	9.18	6.12	
	V_4	360x17	2x (23HA10 = 18.06)	9.18	6.12	

IV.4.1.1 Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V-20 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
V_1	465x17	1418.24	246.08	24.35	24.35	2.00	30.00	15	201.63
V_2	465x17	1527.82	256.00	24.35	24.35	2.10	32.10	15	201.63
V_3	345x17	1682.30	130.77	18.06	18.06	2.90	43.60	15	201.63
V_4	345x17	1804.67	174.02	18.06	18.06	3.20	47.90	15	201.63

IV.4.1.2 Vérification des contraintes de cisaillements :

Tableau V-21 : Vérification des contraintes des cisaillements des voiles

Niveau	voile	L (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
RDC+ Etage courant	V_1	465	17	1325.24	4.26	5	Vérifiée
	V_2	465	17	955.86	3.07	5	Vérifiée
	V_3	345	17	727.61	2.30	5	Vérifiée
	V_4	345	17	839.94	2.65	5	Vérifiée

IV.4.2 Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V-22 : calcul des armatures horizontales des voiles pleins.

Niveau	voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC + Etage courant	V_1	284	17	1325.24	4.26	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_2	284	17	955.86	3.07	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_3	289	17	727.61	2.30	5	15	2x (19HA10=14.92)
	V_4	289	17	839.94	2.65	5	15	2x (19HA10=14.92)

IV.4.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles), il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Tableau V-23 : diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	épinglesΦt
HA 10	HA 8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

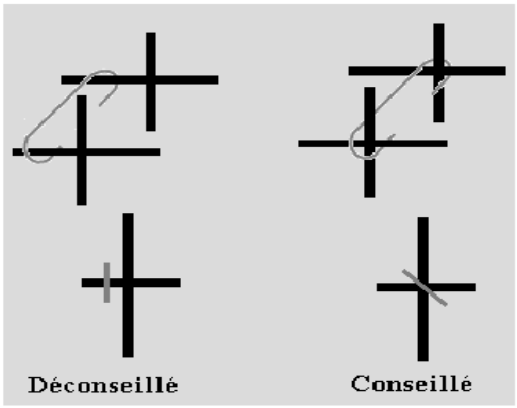


Fig v.7: disposition des armateurs transversaux (épingles)

IV.5 Ferraillage des voiles avec ouverture :

IV.5.1 Les trumeaux

IV.5.1.1 Armatures verticales :

Tableau. V.24 : calcul des armatures verticales

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC 1er 2ème Etage	V_5	92.5x17	1401.13	282.70	4.40	4.40	15	2x (6HA10 = 4.71)
	V_6	67.5x17	734.48	246.83	3.40	3.40	15	2x (5HA10 = 3.93)
3ème 4ème Etage 5ème 6ème Etage	V_5	95x17	615.00	241.29	4.50	4.50	15	2x (6HA10 = 4.71)
	V_6	70x17	282.62	192.48	4.10	4.10	10	2x (6HA10 = 4.71)
	V_5	97.5x17	210.93	121.82	4.60	4.60	15	2x (6HA10 = 4.71)
	V_6	72.5x17	172.86	105.09	3.60	3.60	15	2x (5HA10 = 3.93)

IV.5.1.2 Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau. V.25 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	$\sigma_s{}'$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
RDC	V_5	92.5x17	318.69	40.56	4.71	4.71	3.2	47.00	15	201.63
1er 2ème	V_6	67.5x17	351.95	4.72	3.93	3.93	3.10	45.70	15	201.63
3ème 4ème	V_5	95x17	188.77	5.24	4.71	4.71	1.20	18.50	15	201.63
	V_6	70x17	205.98	19.05	4.71	4.71	2.60	37.80	15	201.63
5ème 6ème	V_5	97.5x17	89.04	2.38	4.71	4.71	0.60	8.40	15	201.63
	V_6	72.5x17	105.62	18.37	3.93	3.93	1.80	25.60	15	201.63

IV.5.1.3 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux:

Tableau. V.26 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
	V_5	289	17	249.82	0.79	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_6	284	17	215.38	0.69	5	15	2x (19HA10=14.92)

Remarque : Le même ferraillage pour les deux autres voiles (V7 et V8).

IV.5.2 Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux". Ces éléments seront étudiés comme des poutres encastrées dans les trumeaux.

IV.5.2.1 Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5)

Tableau. V.27 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5) « sens x »

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	V_5	17	1.74	1.20	524.24	2.76	310.77	Traction/compression
1ère-2ème	V_5	17	1.74	1.20	488.45	2.57	285.34	Traction/compression
2ème-3ème	V_5	17	1.74	1.20	451.76	2.38	259.84	Traction/compression
3ème- 4ème	V_5	17	1.74	1.20	361.15	1.90	214.92	Traction/compression
4ème-5ème	V_5	17	1.74	1.20	250.56	1.32	144.83	Flexion simple
5ème-6 ème	V_5	17	1.74	1.20	141.35	0.74	84.19	Flexion simple
6 ème	V_5	15	1.74	1.20	8.90	0.11	0.00	Flexion simple

IV.5.2.2 Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Tableau. V.28 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V5)

Niveau	**A calculé (cm²)**					**A choisie (cm²)**			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	7.69	4.44	0.64	5.92	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(8HA10) =6.28	2x(6HA10) =9.42
1ère - 2ème	7.42	4.44	0.64	5.92	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(8HA10) =6.28	2x(6HA10) =9.42
2ème - 3ème	6.86	4.44	0.64	5.92	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(8HA10) =6.28	2x(6HA10) =9.42
3ème - 4ème	5.48	4.44	0.64	5.92	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x(8HA10) =6.28	2x(6HA10) =9.42
4ème - 5ème	/	0.05	1.58	/	15	/	2x(8HA10) =12.57	2x(8HA10) =6.28	/
5ème-6 ème	/	0.05	1.58	/	15	/	2x(8HA10) =12.57	2x(8HA10) =6.28	/

IV.5.2.1 Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V6)

Tableau. V.29 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V6) « sens y »

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	V_6	17	1.74	1.20	442.62	2.33	239.15	Traction/compression
1ère-2ème	V_6	17	1.74	1.20	383.12	2.01	220.82	Traction/compression
2ème-3ème	V_6	17	1.74	1.20	279.97	1.57	181.91	Traction/compression
3ème- 4ème	V_6	17	1.74	1.20	222.73	1.17	131.42	Flexion simple
4ème-5ème	V_6	17	1.74	1.20	144.35	0.76	89.78	Flexion simple
5ème-6 ^{ème}	V_6	17	1.74	1.20	72.82	0.38	56.08	Flexion simple
6 ^{ème}	V_6	15	1.74	1.20	8.90	0.11	0.00	Flexion simple

4.4.2.3.Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Tableau. V.30 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V6)

Niveau	A calculé (cm²)					A $_{choisie}$ (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1^{èr}	6.72	4.44	0.64	5.92	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(8HA10) =6.28	2x(6HA10) =9.42
1ère - 2ème	5.82	4.44	0.64	5.92	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x(8HA10) =6.28	2x(6HA10) =9.42
2ème - 3ème	4.52	4.44	0.64	5.92	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x(8HA10) =6.28	2x(6HA10) =9.42
3ème - 4ème	/	2.72	1.58	/	15	/	2x(8HA10) =12.57	2x(8HA10) =6.28	/
4ème - 5ème	/	0.05	1.58	/	15	/	2x(8HA10) =12.57	2x(8HA10) =6.28	/
5ème-6 ^{ème}	/	0.05	1.58	/	15	/	2x(8HA10) =12.57	2x(8HA10) =6.28	/
6 ^{ème}	/	0	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(8HA10) =6.28	/

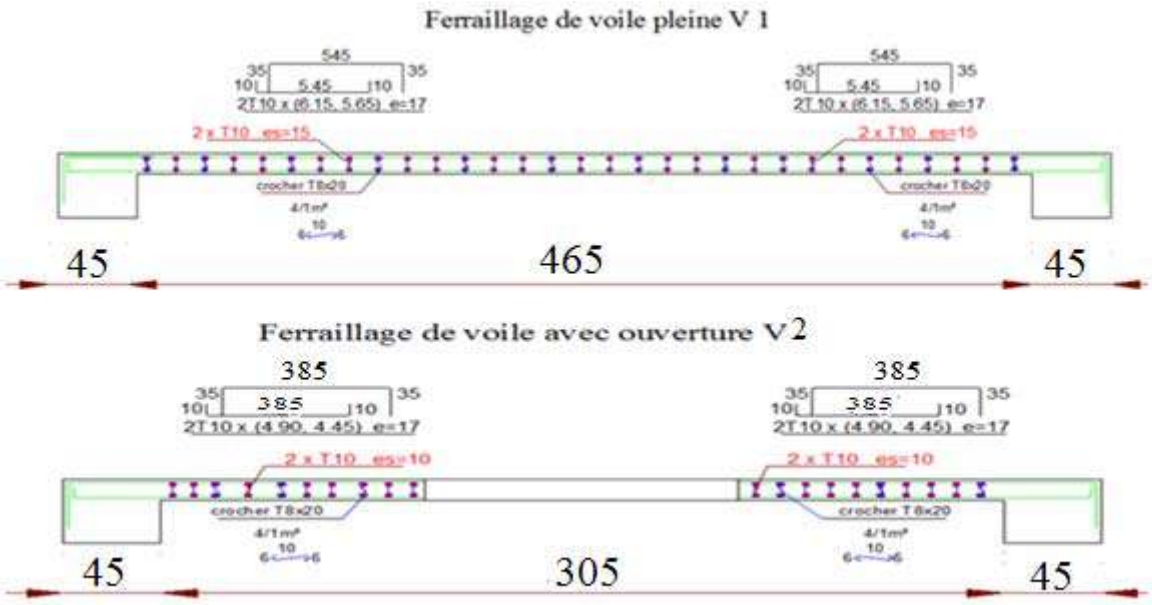


Figure V.6 : Ferraillage des voiles

I. Introduction :

On désigne par fondation la partie enterrée d'un ouvrage, conçu pour transmettre au sol les charges provenant de la superstructure, 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).

❖ **Connaissance du site 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 sur tout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

❖ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de :

- Type de l'ouvrage à fonder donc des charges appliquées à la fondation.
- De la résistance du sol.

❖ **Nature de la couche de fondation :**

Selon le rapport du sol, le terrain prévu pour le projet en questions est formé d'une couche de fondation de nature marneuse argileuse grisâtre surmontée par une formation argilo marneuse légèrement sableuse, ainsi ; le sol est de faible a forte humidité, de faible a moyenne compacité, de moyenne cohésion, assez forte compressibilité et peu gonflant pour les marne argileuse, peu compressible et peu gonflant pour les sable limoneux, moyenne compressibilité et peut gonflant pour l'argile marneuse.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 20\ °$; $c = 2$ bar

La profondeur d'ancrage est de 2 m par rapport au terrain naturel.

❖ **Recommandations:**

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le rapport de sol a recommandé les mesures préventives suivantes :

- L'aménagement du terrain et l'évacuation des remblais
- Des fondations superficielles ancrées de 2 m de profondeur par rapport au niveau de terrassement.
- Un taux de travail retenu de 2.00 bar
- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation du fouille pour évité les dégradations du fond et des parois de ces fouilles

- Prévoir un drainage adéquat afin d'évité la stagnation des eaux au niveau de fondation il faut utiliser des remblais sélectionné lors de la réalisation

II. 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 charge que comporte l'ouvrage (portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des Semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

II.1 Dimensionnement des semelles isolées :

$$e0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \Longrightarrow \quad B \geq 6.e0 \ , \ \sigma_m \leq [\sigma_{sol}] \Longrightarrow [\frac{b}{a}] .\sigma_{sol}.B^3 - N.B - 3.e_0.N \geq 0$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle

a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS

C : enrobage =3 cm

Tableau.VI.1:1Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	Nser (KN)	Mser (KN)	E_0 (m)	B(m)	B_{adop} (m)	h(m)	h_{adop} (m)
Si-1	1083.49	27.92	0.025	2.36	2.50	0.48	50
Si-2	863.91	7.84	0.009	2.09	2.20	0.44	45
Si-3	882.36	23.52	0.026	2.17	2.30	0.440	45

II.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau.VI.2:Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblé}$ (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal} <= \sigma_{Sol}$
Si-1	1083,49	79,20	65,02	0,196	0.20	Vérifiée
Si-2	863,91	49,61	51,46	0,198		Vérifiée
Si-3	882,36	54,45	57,88	0,188		Vérifiée

II.3 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chacune des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

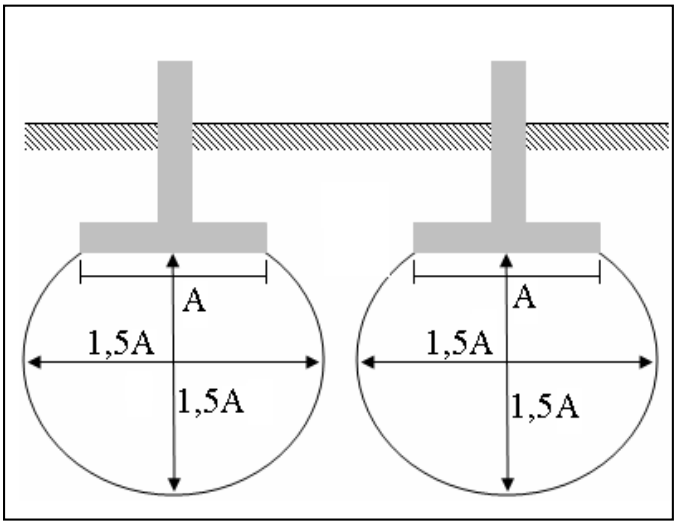


Fig.VI.1 : Les bulbes de pression sous la semelle

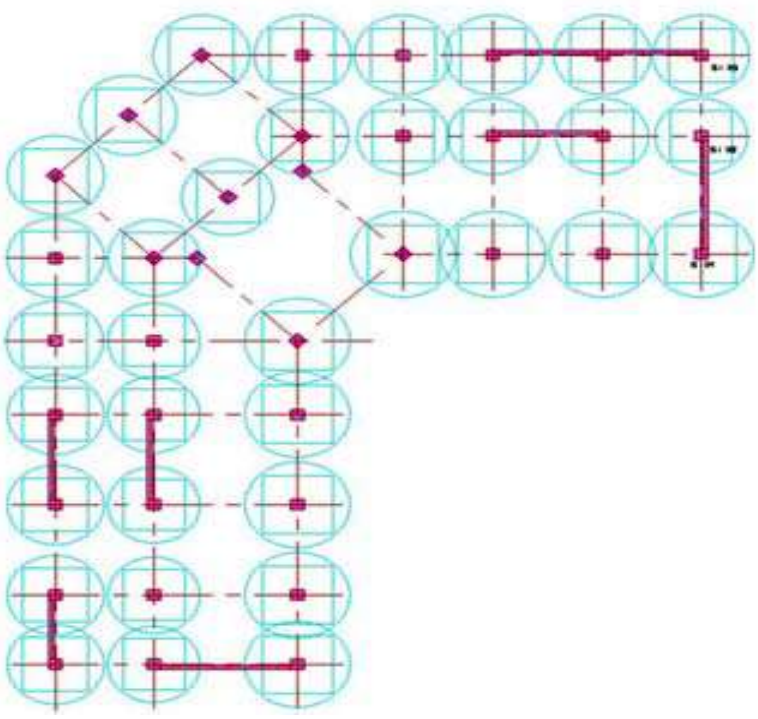


Fig.VI.2 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées

❖ **Conclusion:**

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

III. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Non poinçonnement.

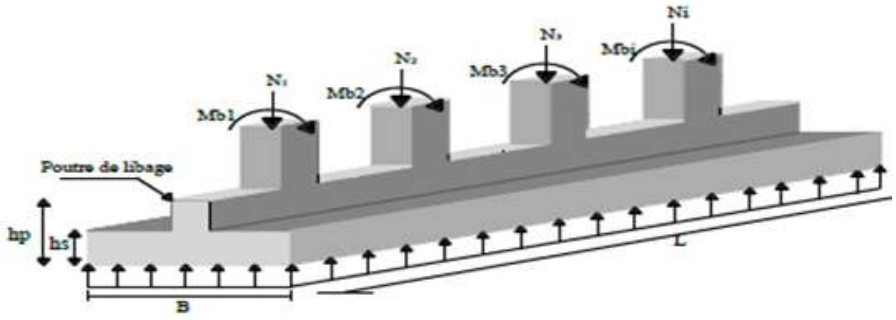


Fig.VI.3 : semelle filante sous poteaux

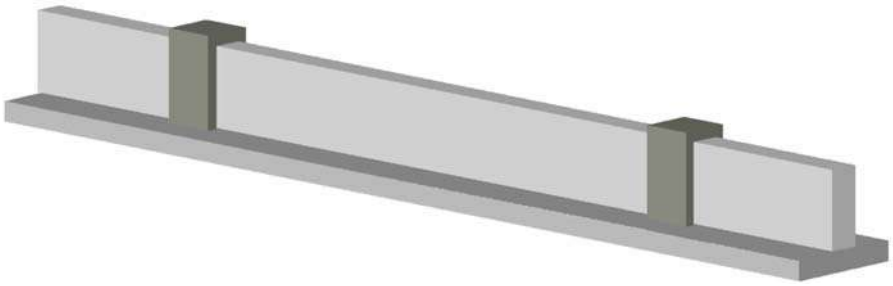


Fig.VI.4 : semelle filante sous voiles

III.1 Semelles filantes sous poteaux :

III.1.1 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

La semelle sera considérée comme une semelle isolé ayant la longueur égal a : $A = \frac{l1+l2}{2} + b$

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait comme suit :

$$e0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \Longrightarrow \quad B \geq 6.e0 \ , \ \sigma_m \leq [\sigma_{sol}] \Longrightarrow \ [\frac{b}{a}] .\sigma_{sol}.A.B^2 - N.B - 3.e_0.N \geq 0$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau.VI.3: Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux à l'ELS

Semelle	A (m)	N (KN)	σ_{sol} (MPA)	M(KN.m)	B calculé (m)	$B_{adopté}$ (m)	h calculé (cm)	h adopté (cm)
Sf-1	4.20	1083.49	0.2	27.92	1.360	1.40	23.7	30
Sf-2	3.34	863.91		7.84	1.319	1.40	23.7	30
Sf-3	3.67	882.36		23.52	1.275	1.40	23.7	30

III.1.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau.VI.4:Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblé}$ (KN)	P_{libage} (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal}<=\sigma_{Sol}$
Sf-1	1083,49	58,8	42,336	37,8	0,181	0.20	Vérifiée
Sf-2	863,91	46,76	33,6672	30,06	0,182		Vérifiée
Sf-3	882,36	51,38	36,9936	33,03	0,171		Vérifiée

- La vérification des contraintes sous la semelle nous impose d'augmenter la largeur B

  Donc les dimensions finale devenir :

Tableau.VI.5 : dimensions finale de la semelle filante

semelle	**Largeur (m)**	**Hauteur (m)**
Sf-1	1.60	0.35
Sf-2	1.60	0.35
Sf-3	1.60	0.35

III.2 Semelle filante (continue) sous un voile :

Le dimensionnement se fait pour 1 mètre de longueur :

III.2.1 Dimensionnement Semelle filante (continue) sous un voile :

Tableau.VI.6: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS

Semelle	**N_{ser} (KN/ml)**	**M_{ser} (KN.m/ml)**	**E_0 (m)**	**A (m)**	**B calculé (m)**	**$B_{adopté}$ (m)**
S.f-4	382.56	55.66	0.169	1	2.049	2.10

III.2.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

Tableau.VI.7:Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	N_{ser}(KN)	$P_{semelle}$(KN)	$P_{remblé}$(KN)	P pl(KN)	σ_{cal}(MPA)	σ_{sol}(MPA)	$\sigma_{cal}<=\sigma_{Sol}$
Sf-1	388,1	20,125	10,08	9	0,182		Vérifiée
Sf-2	411,08	22,75	10,08	9	0,171	0.20	Vérifiée
Sf-3	255,54	14	10,08	9	0,175		Vérifiée
Sf-4	382.56	18,375	10,08	9	0,196		Vérifiée

IV. Dimensionnement de la poutre de libage :

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. La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage$I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau.VI.8: Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	B(m)	L_{max}(m)	hp $_{calculé}$(cm)	hp $_{adopté}$(m)	$\frac{\pi}{4} l_e$	d	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
Poutre de libage	0.45	4.85	70.07	0.8	2.68	0.7	5.37	Vérifiée

V. Ferraillage :

❖ Les semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

V.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

On applique la méthode de bielle :

Tableau.VI.9: Ferraillages des semelles filantes sous poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}x$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	$A_{rep/ml}$ (cm^2)	St (cm)
Sf-1	1486.520	4.20	1,6	22.11	28HA12 = 31.67	7 HA12 =7.92	7 HA12 =7.92	15
Sf-2	1184.890	3.34	1.6	17.23	22HA12 = 24.88			
Sf-3	1204.330	3.67	1.6	18.17	24HA12 = 27.14			

V.2 Semelle filante (continue) sous un voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B. le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelle.

Tableau.VI.10: Ferraillages des semelles filantes voiles

Semelle	N_u (KN)	M_U	B (m)	$A_{cal}x$ (cm^2)	$A_{choisie/ml}$ (cm^2)	A_{rep}/ml (cm^2)	St (cm)
SV-1	447.174	76.700	2100	8,00	7 HA14 =10.78	7 HA14 =7.92	14

V.3 Longueur de scellement "ls" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "ls" avec la largeur de la semelle " B ".

La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à :

$$ls = \frac{\emptyset . f_e}{4 . \tau_s}$$

$ls \geq \frac{B}{4}$ … ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

$ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la

longueur de 0.71B.

Tableau.VI.11:Vérification longueur de scellement des semelles filantes

Semelle	B (m)	∅(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF 1	1.60	12	37.2	20	40	Ancrage courbe
SF2	1.60	14	43.5	20	40	Ancrage courbe
SF3	1.60	14	43.5	20	40	Ancrage courbe
SF4	2.10	14	43.5	26.25	52.5	Ancrage courbe

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

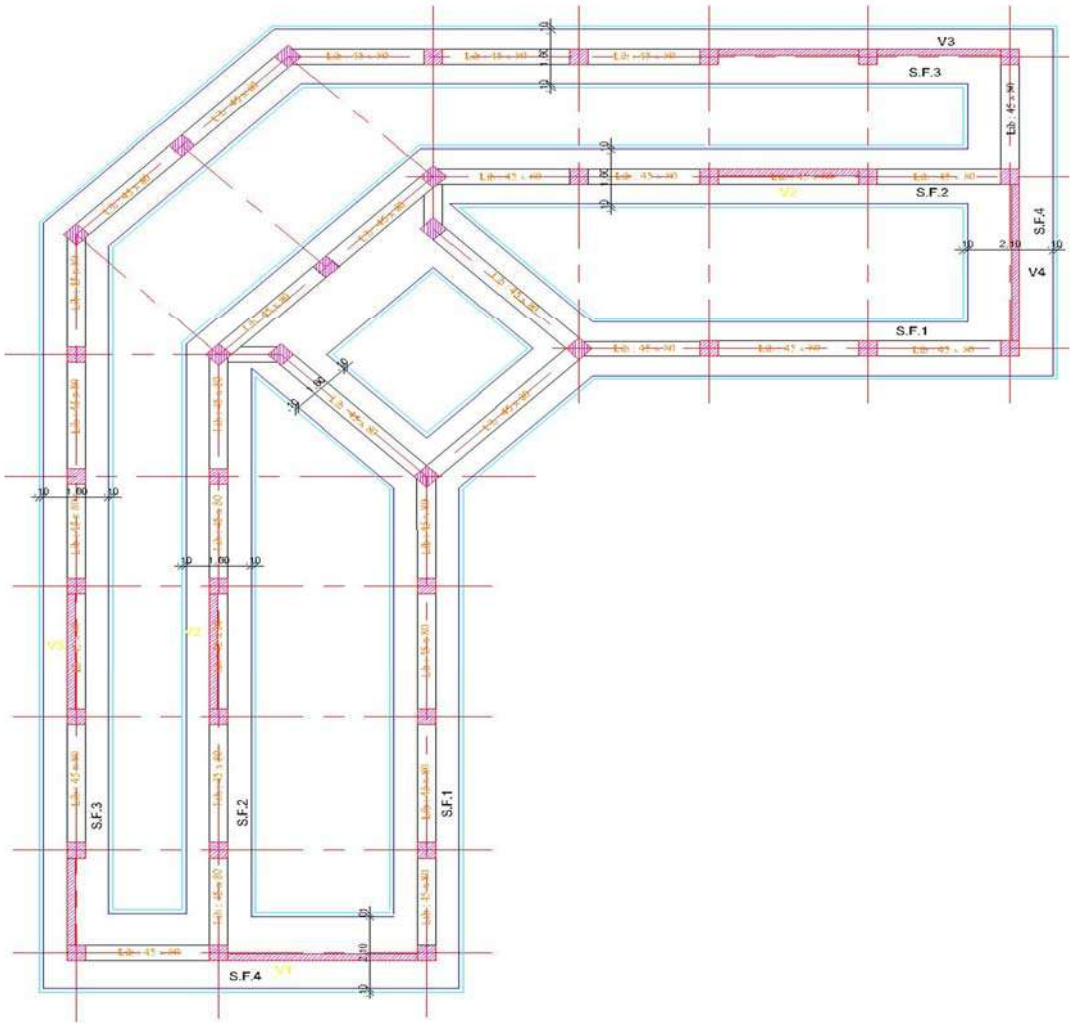


Fig VI.5: SEMELLE FILANTE SOUS (POTEAU-VOILE)

❖ **Poutre de libage :**

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- Ni: 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 représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

Tableau.VI.12:Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	∑N 'ELU' (KN)	∑N 'ELS' (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	10027,825	7315,85	313,74	225,89	268,92	29,88	366,134	265,901
PL2	15575,146	12112	705,6	508,03	352,8	39,22	445,041	342,762
PL3	13457,164	10469,4	566,56	407,92	416,25	46,25	325,56	250,435
PL4	2845,281	2086,08	90,405	65,091	77,49	8,61	360,993	263,346
PL5	2687,187	1974,1	90,405	65,091	77,49	8,61	342,632	250,34

Tableau.VI.13 : Détermination des moments de la poutre de libage :

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	-567,79	799,93	818,543	-414,45	585,24
PL2	-642,29	393,5	798,94	-496,43	303,86
PL3	-537,9	312,12	750,862	-415,93	241,33
PL4	-915,02	672,81	821,24	-671,56	493,78
PL5	-855,1	705,42	785,88	-628,78	518,68

Tableau.VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	-799,93	34	0	12HA20=37.70 cm
	Appui	567,79	23.1	0	8HA20=25.13 cm²
PL2	Travée	393,5	15,5	0	6HA20=18.85 cm²
	Appui	-642,29	25,6	0	10HA20=31.42 cm²
PL3	Travée	312,12	12,2	0	4HA20=12.57 cm²
	Appui	-537,9	21,8	0	8HA20=25.13 cm²
PL4	Travée	672,81	27,9	0	10HA20=31.42 cm²
	Appui	-915,02	39,8	0	14HA20=43.98 cm²
PL5	Travée	705,42	29,4	0	10HA20=31.42 cm²
	Appui	-855,1	36,7	0	12HA20=37.70 cm²

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau.VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
PL1	Travée	414,45	12.57	37.70	10.2	121.80	15	201.6	C.V	C.V
	Appui	-582.24	25.30	12.57	7.90	105.30	15	201.6	C.V	C.V
PL2	Travée	303,86	12.57	18.85	6.70	82.90	15	201.6	C.V	C.V
	Appui	-496,43	31.40	12.57	8.90	119.80	15	201.6	C.V	C.V
PL3	Travée	241,33	12.57	12.57	5.80	73.00	15	201.6	C.V	C.V
	Appui	-415,93	25.13	12.57	8.00	105.9	15	201.6	C.V	C.V
PL4	Travée	493,78	12.57	31.42	9.20	111.80	15	201.6	C.V	C.V
	Appui	-671,56	43.94	12.57	11.00	149.80	15	201.6	C.V	C.V
PL5	Travée	518,68	12.57	31.42	9.70	117.40	15	201.6	C.V	C.V
	Appui	-628,78	37.70	12.57	10.70	145.30	15	201.6	C.V	C.V

- selon le règlement C.B.A 93

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (45x80) (cm^2), noyée dans la semelle.

- Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 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. Ap3*0.8 = 2.4cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

- Armatures transversales :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau.VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

				CBA93		RPA99v2003		
Elément	T (KN)	τ_u(Mp)	$\overline{\tau u}$(Mpa)	Szn (cm)	Szc (cm)	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
PL1	818,543	2,362	2.5	10	15	10	15	4HA10 =3.14
PL2	798,94	2,306						
PL3	750,862	2,167						
PL4	821,24	2,370						
PL5	785,88	2,268						

VI. Vérification de la stabilité au renversement : [Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right)$$

Tableau.VI.17 : Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	1486.520	38,26	0,026	1.60	0.4	C.V
SF_2	1184.890	10,79	0,009			C.V
SF_3	1204.330	32,28	0,027			C.V
V_4	447.174	76.700	0,172	2.10	0,525	C.V

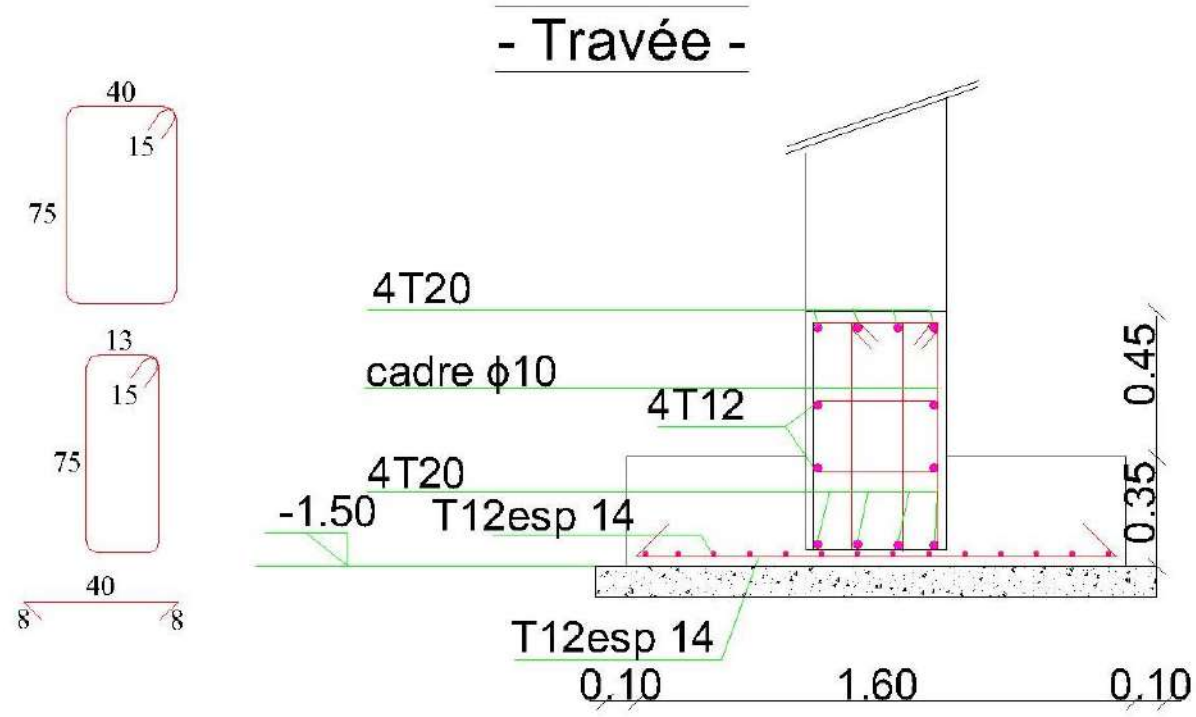


Fig.VI.6 : Ferraillage poutre de libage en travée

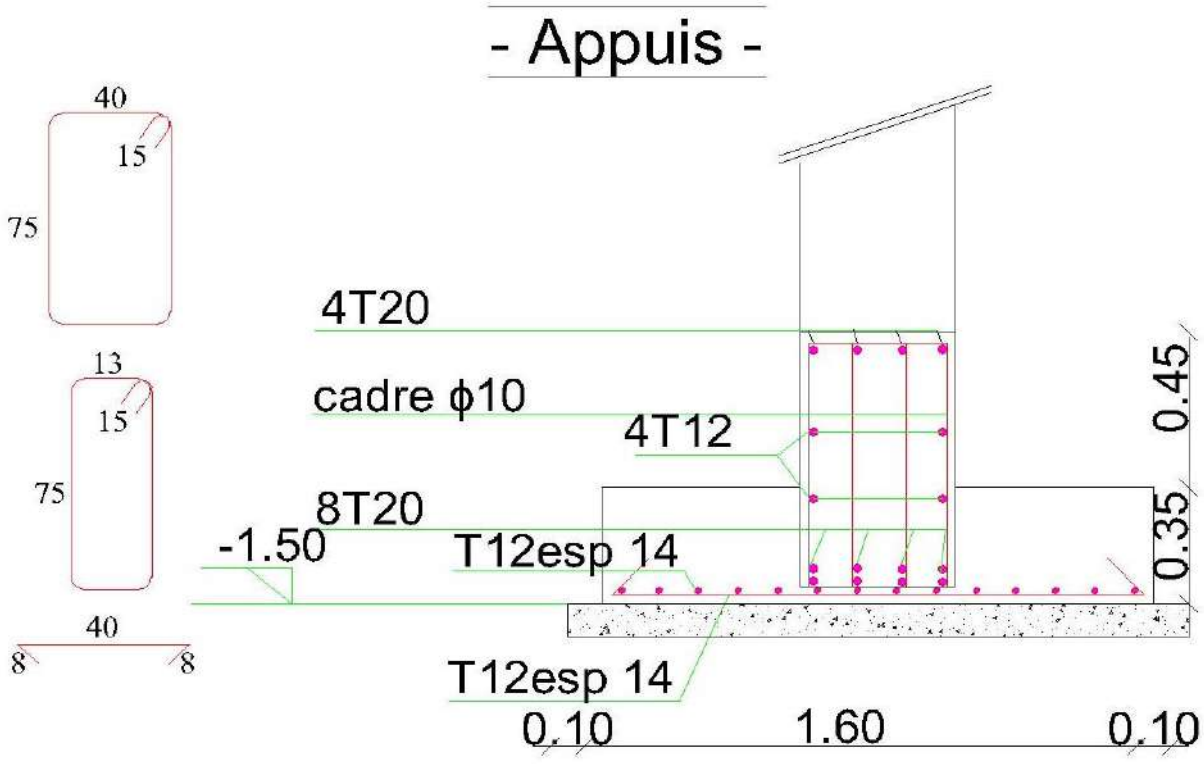


Fig.VI.7 : Ferraillage poutre de libage en appuis

VII. Ferraillage des longrines : [Art 10.1.1 RPA99v2003]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 :25 cm x 30 cm

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x30 cm^2

α=10 (zone III, S3)

VII.1 Recommandation des règlements :

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1]:**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12Øl\right]$ ……… [Zone nodale]
- $St \leq \frac{h}{2}$ ……… [Zone courant]

❖ **Selon le CBA93 [A.7.1.2]**

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \text{ …… [A. 7.1.2.1 CBA93]}$$

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right] \ldots\ldots\ldots [A.6.4.2\ CBA93]$$

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm] \ldots\ldots\ldots [art\ A.5.1.2.2\ CBA93]$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa \ldots\ldots\ldots [art\ A.5.1.2.2\ CBA93]$
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \ldots\ldots\ldots [art\ A.5.1.2.3\ CBA93]$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

VII.2 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

VII.2.1 Armatures longitudinales :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$ Avec : α=10

$$A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.18 : Ferraillage longitudinal ds longrines

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min}RPA (cm^2)	Vérification
30x30	1486.52	148.652	4.27	6HA12=6.79	0.9	5.4	C.V

VII.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63Mpa$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau.VI.19 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	1083.49	108.349	6.79	159.571	201.63	Vérifiée

VII.2.3 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.20 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

	CBA 93		RPA 99		
B (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	$S_{t\ (nodale)}$ (cm)	$S_{t\ (courant)}$ (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x30	10	15	10	15	4HA8=2.01

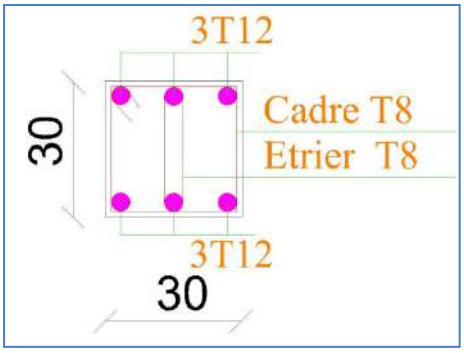


Fig.VI.8 : Ferraillage de longrine

Conclusion Générale

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir nos connaissance scientifique acquises durant notre cycle universitaire ,surtout dans la conception et la mise en application des code de calcul et de dimension en vigueur.

L'étude génie civile est essentielle pour tout ingénieur. À la fin de sa formation, l'ingénieur a acquis les informations et l'expérience nécessaires à sa vie professionnelle.

Le but de ce travail est basé sur une compréhension logique du plan schématisé, après une étude pratique basé sur des calculs précis en respectant les règlements en vigueur tel que RPA99 version 2003 ; CBA93 dans le bute d'avoir la résistance, la stabilité la facilité d'exécution.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et on considérer dans le cadre de calcul des structures.

Pour conclure, nous pouvons dire que ce projet n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expérience, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Documents réglementaires :

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
- (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- cour Béton Armé de Monsieur «BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- Sap2000 version 17.3 anglais
- ROBOT EXPERT 2010 français
- AUTO CAD 2012 français
- Office 2007