REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment à usage multiple (sous/sol +RDC+7 étages + 2 Attiques)

Présenté par

ZERGA mohamed

ZERGA sarah

Proposé et Dirigé par

M^{me}.KALLOU AMEL

Promotion 2021

Remerciements

Avant tous, nous remercions le Dieu tout puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la force durant toutes ces années d'étude.

Nous tenons à remercier vivement notre encadreur mlle KALLOU Amel pour nous avoir dirigés et soutenus à la cour de la réalisation de ce travail. Son esprit scientifique et compréhensif qui nous avons beaucoup aidé. Sa disponibilité et ses conseils ont été indispensables à la concaténation de ce travail.

Nous exprimons nos remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre à notre formation universitaire en l'occurrence Mr KHALADI Mohamed

Nous exprimons nos remerciements à OULD TURKI Benissa

Notre profonde gratitude s'adresse à tout le personnel du département du Génie civil et l'ensemble des enseignants qui en font partie.

Et nous n'oublions certainement pas nos parents nos amis ainsi tous ceux qui nous ont aidés dans notre tâche, nous leur dirons merci

MERCI..

Dédicaces

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de m'avoir devenir ce que je suis.

Merci mes parents.

À mon frère et ma sœur nassima

À toute ma famille sans exception :marwa et karima,madiha,safia,nawel

À tous mes amis et mes collègues :chamia et sakina et safia.asmaa .

Et spécial dédicace a tous mes amies de cls .

A mes enseignants et enseignantes et spécialement à Mlle kallou Mr khaladi

En fin, je remercie ma chère amie et binôme qui a contribuée à la réalisation de ce modeste travail. mon frère mohamed.

A tous les étudiants et étudiantes du génie civil promotion 2021

Sarah

Dédicaces

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de m'avoir devenir ce que je suis.

Merci mes parents.

À mes frères ma sarha zerga et Nassima zerga.

À toute ma famille sans exception : Marawa khawni et karima khawni

À tous mes amis et mes collègues :sadouki mohamed et kalache mohamede ben turkia walid,boudjattou sidali ,mlle widad moula,oussama,bourghaya ,menour ;lami youcef,merouane guefaifi ,boulaaras,boldom,hamel,amine ben daoude,mahfoud fethallh,Dr sari_kawther,

Et spécial dédicace a tous mes amies de cls.

A mes enseignants et enseignantes et spécialement à MrMlle kallouMr

ISkander_zakaria

En fin, je remercie ma chère amie et binôme qui a contribuée à la réalisation de ce modeste travail. Sarah ma soeur

A tous les étudiants et étudiantes du génie civil(structure) promotion 2021

Zergamed

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction 1
I.2. Présentation de l'ouvrage 1
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1
I.3.1.Dimensions en plan 1
I.3.2. Dimensions en élévation 1
I.4.Conception de la structure 2
I.4.1. Ossature de l'ouvrage 2
I.4.2.Planchers 2
I.4.3.Maçonnerie 2
I.4.4.L'acrotère 2
I.4.5. Escalier 2
I.5. Caractéristiquemécanique des matériaux 3
I.5.1.Béton 3
I.5.2.Ciment 3
I.5.3.Granulats 3
I.5.4.Béton armé 3
I.5.4.1.Résistance du béton 4
I.5.4.1.1.Résistancecaractéristique à la compression 4
I.5.4.1.2.Résistancecaractéristique à la traction 4
I.5.4.2.Coefficient de poisson (υ) 4
I.5.4.3.Module de déformation longitudinale 5
I.5.5.Acier 5
I.6.Principe de calcul du CBA 93. 5

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1.Introduction 7
II.2. Pré dimensionnement 7
II.2.1.Pré dimensionnementdes planchers 7
II.2.1.1.Plancher en corps creux 7

II.2.1.2.Pré dimensionnement des poutres 8
II.3.Evaluation des charges et d'exploitations ..9
II.3.1. Plancher Corps creux: ..9
II.3.1.1.Plancher terrasse ..9
II.3.1.2.Plancher courant ..9
II.3.2.Maçonnerie 10
II.3.2.1.Murs intérieurs (simple cloison) 10
II.3.2.2.Murs extérieurs (double-cloison) 10
II.3.3.Charge d'exploitation 10
II.4.Pré dimensionnement des Poteaux 10
II.4.1.Les dimensions des poteaux 11
II.4. Pré dimensionnementdes Poteaux 11
II.4.1. Les dimensions des poteaux 11
II.4.2. Etapes de pré dimensionnement 11
II.4.2.1. Choix de poteaux le plus sollicité 13
II.4.2.2. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 13
II.4.2.3. :Détermination des chargesd'exploitation 14
II.4.2.4.Calcul de la capacité portante 16
II.4.2.5.Vérification de la capacité portante 17
II.4.2.6.Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art .7.5 18
II.5. Prédimensionnement des voiles: 18
II.6.Conclusion 19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III .1 .Introduction 20
III.2 .Acrotère 20
III.2.1. Principe de calcul 20
III.2.2. Evaluation des charges et surcharges 20
III.2.3. Détermination des efforts 21
III.2.4. Calcul de ferraillage : 21
III.3.Plancher à corps creux 22
III.3.1. La dalle de compression 22
III.3.2.Les poutrelles 23
III.3.2.1.Avant coulage 23

III.3.2.2.Après coulage 24
III.3.2.2.1. plancher étage courant a usage d'habitation et terrasse 25
III.3.2.2.2.Calcul du ferraillage 26
III.3.2.2.3.Vérification à ELS 27
III.3.2.2.4.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 27
III.3.2.2.5.Vérification de la flèche 28
III.3.2.3. plancher du1^{er}étage administration : 28
III.3.2.3.1. Calcul du ferraillage 29
III.3.2.3.2.Vérification à ELS 30
III.3.2.3.3.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 30
III.3.2.3.4Vérification de la flèche 30
III.3.2.4.plancher du RDC (commerciales) 31
III.3.2.4.1. Calcul du ferraillage 32
III.3.2.4.2.Vérification à ELS 32
III.3.2.4.3.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 32
III.3.2.4.4.Vérification de la flèche 33
III.4.Escaliers 33
III .4.1.Escalier à trois volées 34
III.4.1.1.Pré dimensionnement 34
III.4.1.2. Ferraillage 37
III.4.1.2.1. Armatures longitudinales 37
III.4.1.2.3.Vérification à l'ELS 37
III.4.1.2.4. Vérification de l'effort tranchant: 38
III.4.1.2.5. Vérification de la flèche 38
III.4.2. Escalier à deux voleès 39
III.4.2.1.Pré dimensionnement 39
III.4.2.2.Charges d'exploitation 40
III.4.2.3. Ferraillage 42
III.4.2.3.1. Armatures longitudinales: 42
III.4.2.3.2. Armatures de répartition: 42
III.4.2.3.3. Vérification à l'ELS 42
III.4.2.3.4. Vérification de l'effort tranchant 43
III.4.2.3.5. Vérification de la flèche 43

III.5.Calcul de la poutre palière 43
III.5.1.Pré dimensionnement..... 43
III.5.1.1.Evaluation des charges 44
III.5.2. Calcul de ferraillage 45
III.5.2.1. Armatures longitudinales..... 45
III.5.2.2. Armatures transversales (RPA99 v2003 Art.7.5.2.2)..... 45
III. 5.2.3. Vérification à l'ELS 45
III.5.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 46
III. 5.2.5. Vérification selon (RPA99 v2003 Art.7.5.2.1)..... 46
III.5.2.6. Vérification de la flèche 46
III.6. DALLE MACHINE 47
III.6.1. Introduction..... 47
III.6.2.Pré dimensionnement 48
III.6.2.1.Déterminations des charges permanentes et d'exploitations..... 48
III.6.2.1.1. Calcul des sollicitations à L'ELU..... 49
III.6.3. Calcul des armatures longitudinales 49
III.6.3.1.Sens X 49
III.6.3.1.2.calcul de ferraillages à l'ELU 49
III.6.3.1.3. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 50
III.6.3.2.Sens-Y 50
III.6.3.2.1.Calcul de ferraillage à L'ELU 50
III.6.3.2.2.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 50
III.6.3.2.3. Vérification des contraintes à L'ELS -CBA93 Art.A.4.5.3 51
III.6.3.3.Sens X 51
III.6.3.4.Sens-Y 51
III.6.3.5.Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU -CBA93 Art.A.5.1.2.1.1..... 51
III.6.3.6. Vérification de la flèche à L'ELS..... 52
III.6.3.8. Vérification de non poinçonnement (C.B. A93) 52

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction..... 53
IV.2 Caractéristique géométrique de la structure 53
IV.2.1.Calcul de la rigidité des éléments résistants 54

IV.2.1.1.Les poteaux 54
IV.2.1.2.Les refends pleins (voiles plaines) 54
IV.2.2.Excentricité statique (théorique) 55
IV.2.2.1. Excentricité accidentelle 55
IV.3.Modélisation de la structure 55
IV.3.1. Introduction 55
IV.3.2. Modélisation..... 55
IV.3.3.Analyse de notre structure 56
IV.3.4.Détermination du centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1) 57
IV.3.4.1.Excentricité 57
IV.4.Choix de la méthode de calcul 59
IV.4.1. Introduction 59
IV.4.1.1.Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 59
IV.4.1.1.1.Principe de la méthode 59
IV.4.1.1.2Modélisation 59
IV.4.1.1.3.Le spectre de réponse de calcul 59
IV.4.1.1.4.Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 60
IV.4.1.1.5.Facteur de correction d'amortissement η 60
IV.4.1.1.6.Coefficient de comportement R 60
IV.4.1.1.7.Facteur de qualité Q 61
IV.4.1.1.8.Résultats de l'analyse dynamique 62
IV.4.1.2.Analyse modale 62
IV.4.1.2.1.Comportement modal 62
IV.4.1.2.2.Participation massique (dissipation d'énergie) 62
IV.4.1.3.Analyse statique et dynamique 63
IV.4.1.3.1.Stabilité de la structure 63
IV.4.1.4.Résistance des éléments 69

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction..... 72
V.2.Ferraillage des poutres..... 72
V.2.1.Ferraillage longitudinal des poutres 72
V.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS 73
V.2.3. vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU: 73

V.2.4.Vérification de la flèche à l'ELS 73
V.2.5.Ferraillage transversal des poutres 74
V.3. Ferraillage des poteaux..... 75
V.3.1. Recommandations selon les règlements: 75
V.3.2.Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 76
V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS 77
V.3.4.armatures transversales: 77
V.4. Ferraillage des voiles 80
V.4.1.Ferraillage des trumeaux 80
V.4.1.1.Calcul des armatures verticales 80
V.4.1.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS 81
V.4.1.1.2.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 81
V.4.1.2.Calcul des armatures horizontales 82
V.4.1.3. Armatures transversales 82
V.4.2.Ferraillage Des Linteaux 83
V.4.3. Ferraillage des Linteaux en flexion simple 83
V.4.4. Ferraillage Des Linteaux en traction/ compression 84

Chapitre VI : Calcule des Fondations

VI.1. Introduction 86
VI.2 .Type De Fondation 86
VI.3 .Caractéristiques du Sol 86
VI.4. Choix du type de Fondation..... 87
VI.4.1. Semelle Isolées Sous Poteaux 87
VI.4.1.Répartition trapézoïdale 88
VI.4.1.2. Vérification Du Chevauchement entre Les Bulles des Semelles..... 89
VI.4.2. Semelle Filante 90
VI.4.2.1.Dimensionnement des semelles filantes 90
VI.4.2.2.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux..93
VI.4.2.3.Calcul de ferraillage 94
VI.4.2.3.Semelle filante sous un voile 94
VI.4.2.3.2.Semelle filante sous plusieurs poteaux 94

VI.4.2.3.3.Vérification de cisaillement de poutre de libage..... 96
VI.4.3.Ferraillage des longrines..... 97
VI.4.3.1.1Ferraillage à l'Etat Limite Ultime.....98
VI.4.3.2.Vérification des contraintes à l'Etat Limite Service.....98
VI.4.3.3.Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement CBA.....98
VI.4.3.31.Calcul des armateurs transversales.....98

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITREI : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....5

CHAPITREII : Pré dimensionnement

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres.....8

Tableau II.2: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).....9

Tableau II.3: Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).....9

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.....10

TableauII.5: Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.....10

TableauII.6: Pré dimensionnement des poteaux.....11

TableauII.7: Vérification du coffrage des poteaux.....11

TableauII.8: Les charges permanentes.....14

Tableau II.9: Les sur charges d'exploitation.....15

Tableau II.10: Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau.....16

TableauII.11: Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal.....17

TableauII.12:Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.....18

CHAPITREIII: Calcul des éléments secondaires

TableauIII.1: Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.....20

TableauIII.2: Les efforts exercés sur l'acrotère.....21

Tableau.III.3: le ferraillage adopté.....21

TableauIII.4: Vérification de la flèche.....24

TableauIII.5: Evaluation des charges et surcharges.....25

TableauIII.6: Les moments maximums aux appuis et en travées.....26

Tableau III.7: Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.....27

TableauIII.8: Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....27

TableauIII.9:Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.....28

TableauIII.10: Vérification de la flèche.....28

Tableau III.11: Les moments maximums aux appuis et en travées.....29

Tableau III.12 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.....30

Tableau III.13 :Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....30

Tableau III.14 :Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.....30

Tableau III.15 :Vérification de la flèche.....30

Tableau III.16 : Les moments maximums aux appuis et en travées.....32

Tableau III.17 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.....32

Tableau III.18:Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....32

Tableau III.19 :Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU.....32

Tableau III.20 :Vérification de la flèche.....33

Tableau III.21 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.....35

Tableau III.22: Evaluation des chargespermanentes de la paillasse de l'escalier.....35

Tableau III.23 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.....36

Tableau III.24 :Détermination des efforts.....36

Tableau III.25 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant.....37

Tableau III.26 :Vérification de la section d'armatures.....37

Tableau III.27 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.....37

Tableau III.28:Vérification à l'E.L.S.....37

Tableau III.29 :Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant.....38

Tableau III.30 :Vérification de la flèche de l'escalier.....38

Tableau III.31 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.....40

Tableau III.32 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.....40

Tableau III.33: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.....41

Tableau III.34 :Détermination des efforts.....41

Tableau III.35 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant.....42

Tableau III.36 :Vérification de la section d'armatures.....42

Tableau III.37 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.....42

Tableau III.38:Vérification à l'E.L.S. 42

Tableau III.39 :Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant.....43

Tableau III.40 :Vérification de la flèche de l'escalier.....43

Tableau III.41 : Sollicitations de la poutre palière.....45

Tableau III.42 : Armatures transversales de la poutre palière.....45

Tableau III.43 :Vérification de la poutre palière de sous-sol à l'ELS.....45

Tableau III.44 :Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....46

Tableau III.45 :Vérification de la poutre palière de sous-sol selon le RPA99 v2003.....46

Tableau III.46 :Vérificationde la flèche de l'escalier.....46

Tableau III.47 :les sollicitations à l'ELU.....49

Tableau III.48 :le ferraillage.....49

Tableau III.49 :les armatureslongitudinales choisis en travées et en appui.....50

Tableau III.50 : Calcul du ferraillage à L'ELU.....50

Tableau III.51 : lesArmatures longitudinales choisis en travées et en appui 50

Tableau III.52 :les sollicitations à L'ELS.....51

Tableau III.53 :Vérification à L'ELS (sens x).....51

Tableau III.54 : Vérification à L'ELS (sens-y) 51

Tableau III.55 :Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU.....52

Tableau III.56 :Vérification de la flèche.....52

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion..... ..57

TableauIV.2: Excentricité suivant les deux directions.....58

TableauIV.3: Distribution des sollicitations suivant X.....60

TableauIV.4: Distribution des sollicitations suivant Y.....61

TableauIV.5: détermination du facteur de qualité Q de la structure.....61

TableauIV.6: Le comportement des trois premiers modes.....62

TableauIV.7: Comportement des trois premiers modes.....63

TableauIV.8: Les valeurs de la force sismique……...……...64
TableauIV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..……..…65
TableauVI.10: Valeurs des moments de stabilité et de renversement……..……....66
TableauIV.11: Vérification des déplacements inter-étage suivant X……..……67
TableauIV.12: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……..……...68
TableauIV.13: Vérification de l'effet P-Δ……..……69
TableauIV.14:Vérification de cisaillement des poutres……...70
TableauVI.15 :Vérification de cisaillement des voiles……..70
TableauIV.16: Dimensions finales des éléments……71

Chapitre V: Ferraillage des éléments résistants

TableauV.1: La section calculée d'armatures des poutres……72
TableauV.2: La section choisie d'armatures des poutres……...……...72
TableauV.3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……...73
TableauV.4:Vérification des contraintes de cisaillement……..…..73
TableauV.5:Vérification de la flèche des poutres principales……...73
TableauV.6: Vérification de la flèche des poutres secondaires……..……74
TableauV.7: Vérification de la flèche de chainage……...……74

Tableau V.8: La section d'armatures transversales……..……74
TableauV.9: La section d'armatures des poteaux……..……...76
TableauV.10:Vérification des contraintes à l'ELS……..……77
TableauV.11: La section d'armatures transversales des poteaux……..……79
TableauV.12 : La section calculée d'armatures verticales des voiles……..……80
TableauV.13 : La section choisie d'armatures verticales des voiles……..……...81
TableauV.14: Vérification des contraintes normales des voiles……..……81
TableauV.15 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles……..……81
TableauV.16: La section d'armatures horizontales des voiles……82
TableauV.17 : choix de la méthode de calcul……...……...84
TableauV.18: la section choisie d'armatures des linteaux……...84
TableauV.19 : la section d'armatures des linteaux……..……85

CHAPITREVI : Calcul de Fondation

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....88

TableauVI.2:Vérification du chevauchement 89

TableauVI.3: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.....91

Tableau VI.4: Les Sections choisie et calculée des semelles filantes.....92

Tableau VI.5: Dimensionnement de la poutre de libage.....93

TableauVI.6:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.....94

TableauVI.7: Ferraillages des semelles filantes sous un voile.....94

TableauVI.8:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.....95

TableauVI.9: Ferraillages des armatures principales de la semelle.....95

Tableau VI.10:Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....95

TableauVI.11:Détermination des sollicitations de la poutre de libage.....96

TableauVI.12: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.....96

Tableau VI.13:Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELU..96

TableauVI.14: Calcul des armatures transversales de la poutre 96

TableauVI.15:Vérification de contrainte à L'ELS des longrines de libage.....98

TableauVI.16: Ferraillage longitudinal des longrines.....98

TableauVI.17:Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement.....98

TableauVI.18 : Calcul des armatures transversales des longrines.....98

LISTE DES FIGURES

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT

Figure II 1. Coupe du plancher à corps creux 7

Figure. II 2.Surface reprise par le poteau le plus sollicité 13

Figure II.3.Vue en plan en 3D du voile 19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure.III.1. L'acrotère(dimensions et charge exercées) 20

Figure.III.2 .Section de béton armé dans l'acrotère 21

Figure.III.3.ferraillage de l'acrotère 21

Figure III.4.Disposition des armatures de la dalle de compression 23

Figure III.5.Présentation des dimensions du tous les cas des poutrelles. 24

Figure III.6.Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 25

Figure III.7.Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 26

Figure III.8 .Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU 26

Figure. III 9. Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles 27

Figure III 10.Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis. 28

Figure III.11. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 29

Figure III.12. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 29

Figure III.13.Digramme des moments et d'effort tranchant de la poutrelle 29

Figure- III.14.Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis. 31

Figure III.15.Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 31

Figure.III.16.Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 31

Figure.III.17.Digramme des moments et d'effort tranchant de la poutrelle. 32

Figure.III.18.Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis..... 33

Figure.III.19.Schéma statique d'Escalier à trois volées.....34

Figure III.20. Chargement dans l'escalier d'étage courant..... 35

Figure III.21.Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.....36

Figure III.22. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS.....36

Figure III.23. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU 36

Figure III.24.Ferraillage d'escalier à 3 volèe.....38

Figure III.25.Schéma statique d'escalier à 2 volèe.....39

Figure III.26.Chargement dans l'escalier d'étage courant.....40

Figure III.27.Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.....41

Figure III.28.Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS.....41

Figure III.29. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à L'ELU.....41

Figure III.30.Schéma statique équivalent de la poutre palière.....43

Figure III.31.Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU.....44

Figure III.32.Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU.....44

Figure III.33.Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS.....45

Figure III.34. Ferraillage de poutre palier.....47

Figure III.35.Dimensions de la dalle machine.....48

Figure III.36.Ascenseur avec localmachine.....49

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1.Disposition des voiles (vue en 3D). 56

Figure IV.2. La disposition du centre de masse et centre de torsion 58

Chapitre V: Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1:Dessin de ferraillage des poutres principales 75

Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres secondaire 75

Figure V.3.Dessin de ferraillage des Poteaux 79

Figure IV.4.Ferraillage de voile plein 82

Figure IV.5.La Sectiond'armatures d'unlinteaux 85

Chapitre VI. Calcule des Fondations

Figure VI.1.Les efforts a la base dans la structure 87

Figure VI.2. Les bulles de pression sous la semelle 89

Figure VI.3.Chevauchement des bulles de pression sous la semelle 90

Figure VI.4.Les dimensions finales des semelles filantes 92

Figure VI.5.Le ferraillage des semelles la poutre de libage. 97

Figure VI.6. Ferraillage de la longrine 99

ملخص

- هذا المشروع يهدف أساسا لقياس أبعاد العناصر المقاومة لعمارة ذات (طابق أرضي+9 طوابق) ذات إطار مستقر و جدران خراسانية مسلحة, كما قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد.
- قياس الأبعاد و التسليح لكل العناصر المقاومة قد صمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها.

Résumé

Le présent mémoire, étudie un bâtiment de forme irrégulière en plan. Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au ***BAEL91 Modifier 99*** et ***RPA99***. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ***SAP2000***. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan). L'effet de la torsion additionnelle (accidentelle) imposé par le ***RPA99***lors de l'analyse tridimensionnelle des structures a été prise en compte dans le calcul des déplacements inter- étage de manière statique.

La justification de l'effet P-Δ a été considérée dans le présent mémoire.

Le renforcement de la structure par le rajout de voile de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter- étage de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles.

Le ferraillage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferraillage ***SOCOTEC***, alors que celui des voiles et des éléments secondaires a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

ABSTRACT

The present project deals with the study of a building located in Blida, an area of seismicity (III) according to the Algerian seismic rules (***RPA99version 2003***). The structure present irregularity in plan. The three-dimensional seismic analysis was conducted by ***SAP2000*** computer program. A diaphragm constraint was assigned to each floor. The lateral dynamic displacements and the resultant base shear given by the model were compared to those required by the code.

Regular and Irregular structures must be designed for accidental torsion load Also in the present work, pure static torsion loads to predict the additional design displacement caused by accidental torsion are used. This static torsion load is treated as a separate load condition so that it can be appropriately combined with the other static and dynamic loads.

Justification of P-Δ effect was also considered in the present study.

Reinforced concrete walls were added to the structural systems to satisfy building codes. The shell element internal forces and stresses were evaluated under several different combinations. Only shell stresses are used for the design reinforcement of the wall.

LISTE DES SYMBOLES

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min}: Section d'acier maximale et minimale

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.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

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.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

R_a : réaction à gauche.

R_b: réaction à droite. A : Section d'acier tendu.

- **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.

f_{c28} : 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.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

- **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.

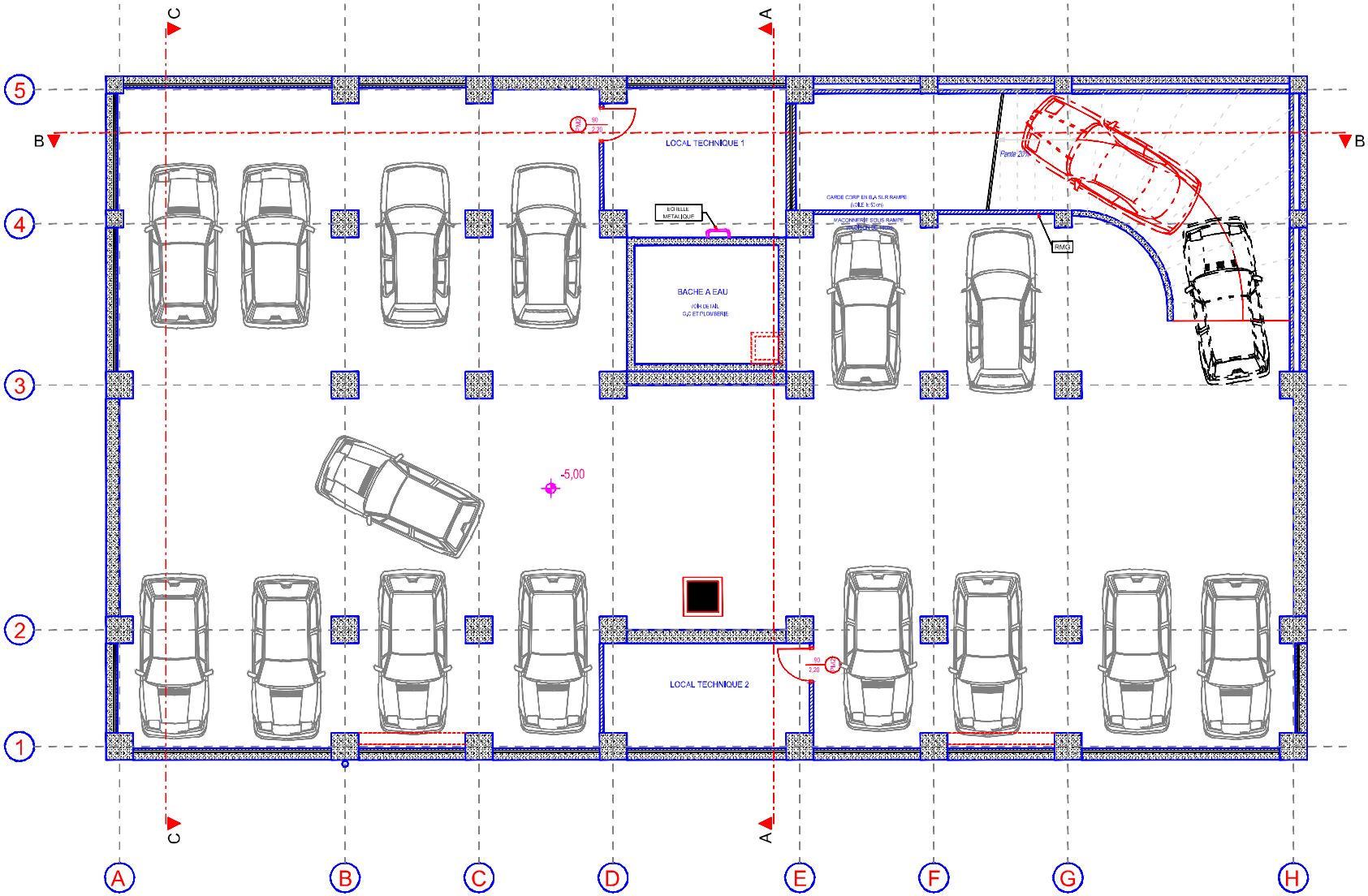
ν: Coefficient de POISSON.

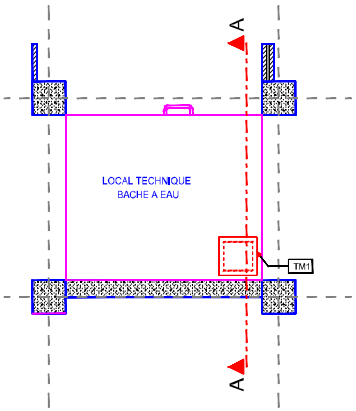
ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

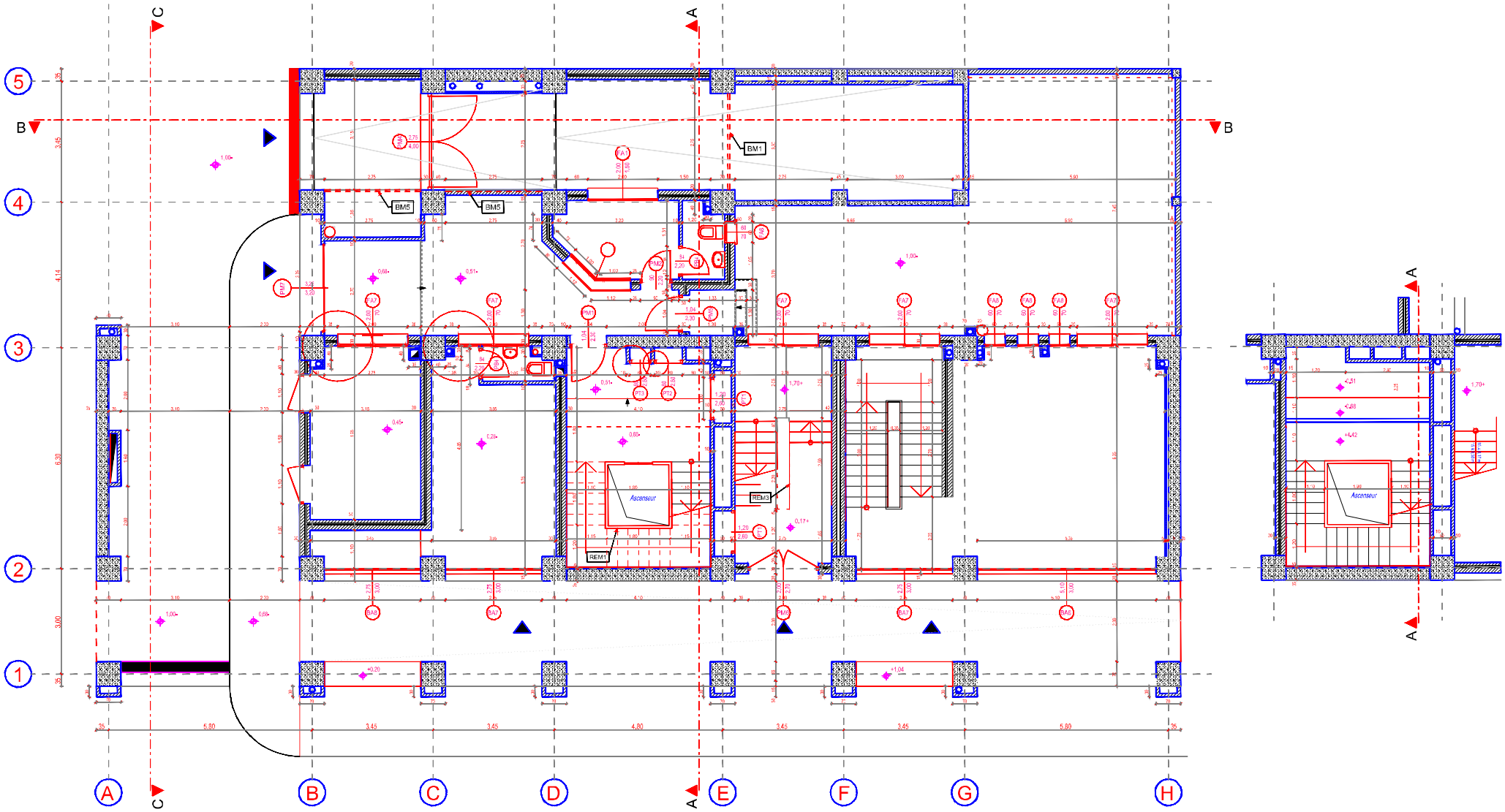
δ: Déplacement d'un niveau.

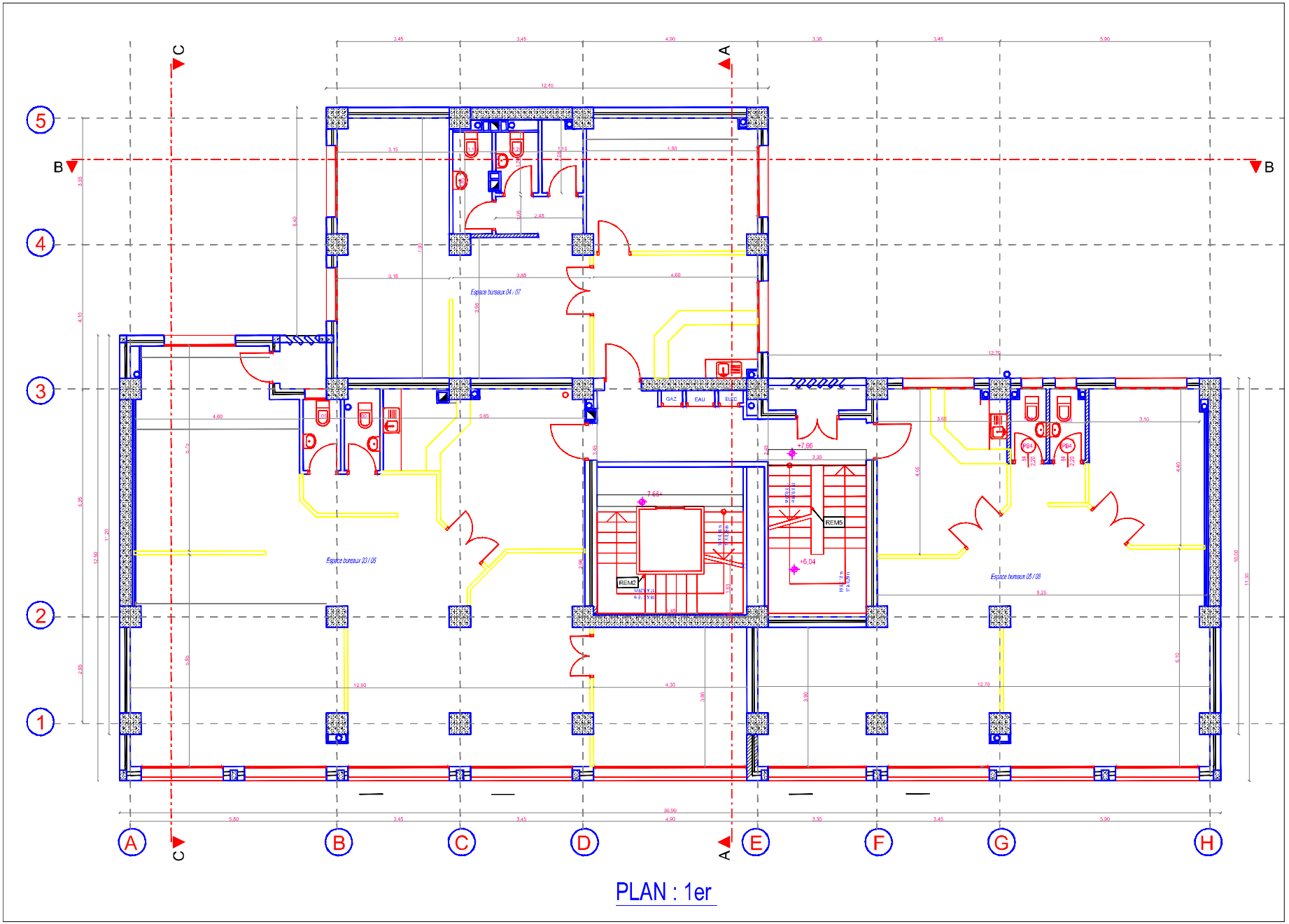




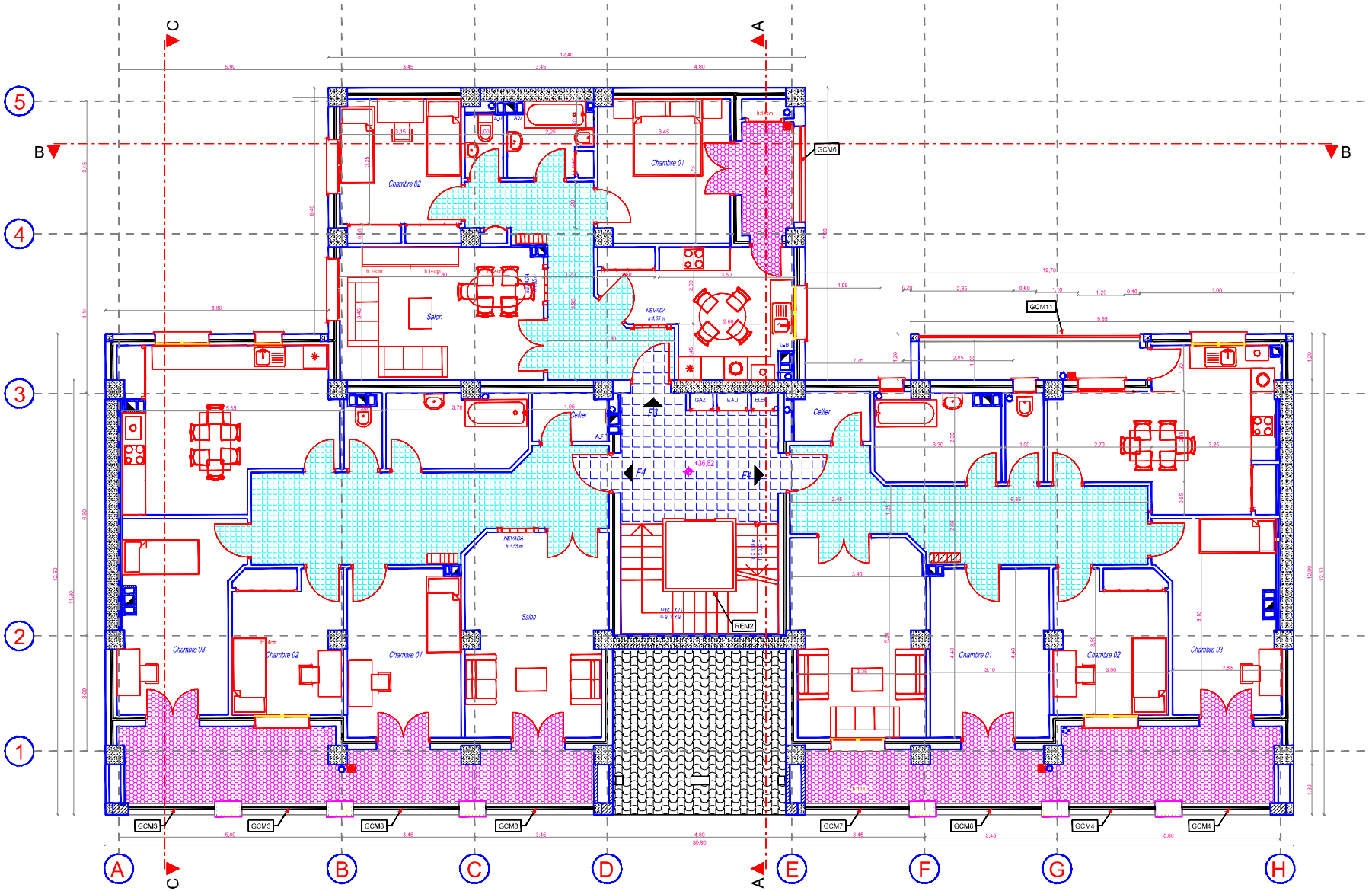
NIVEAU SUPERIEUR
BACHE A EAU

PLAN : SOUS SOL

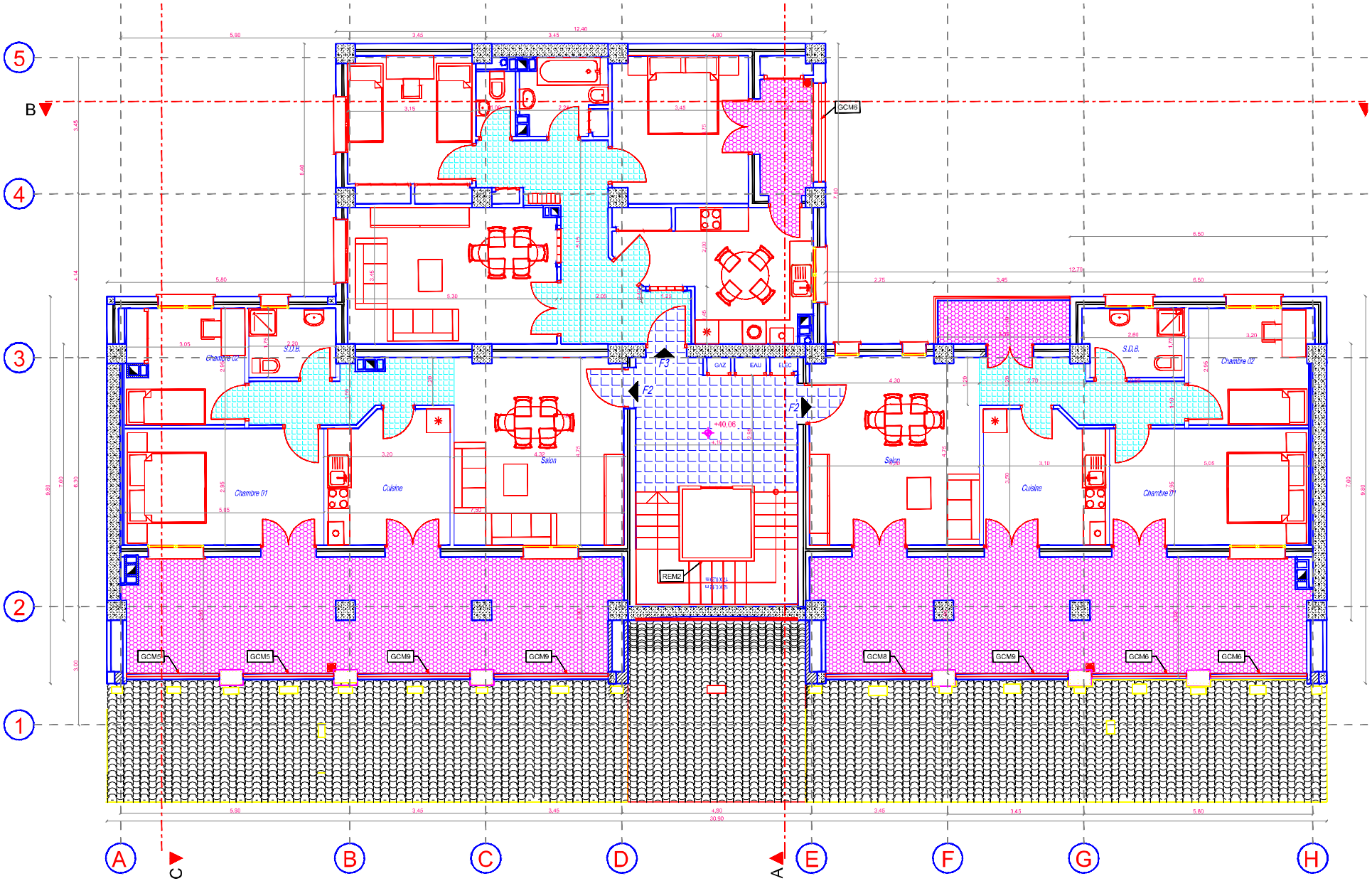

A
B
C
D
E
F
G
H
1
2
3
4
5
BM1
BM5
BM5
REM1
REM3
Ascenseur
Ascenseur


A
B
C
D
E
F
G
H
1
2
3
4
5
Espace bureaux 04 / 07
Espace bureaux 03 / 06
Espace bureaux 05 / 08
GAZ
EAU
ELEC
REM2
REM5
+7,66
+6,04
7,68+

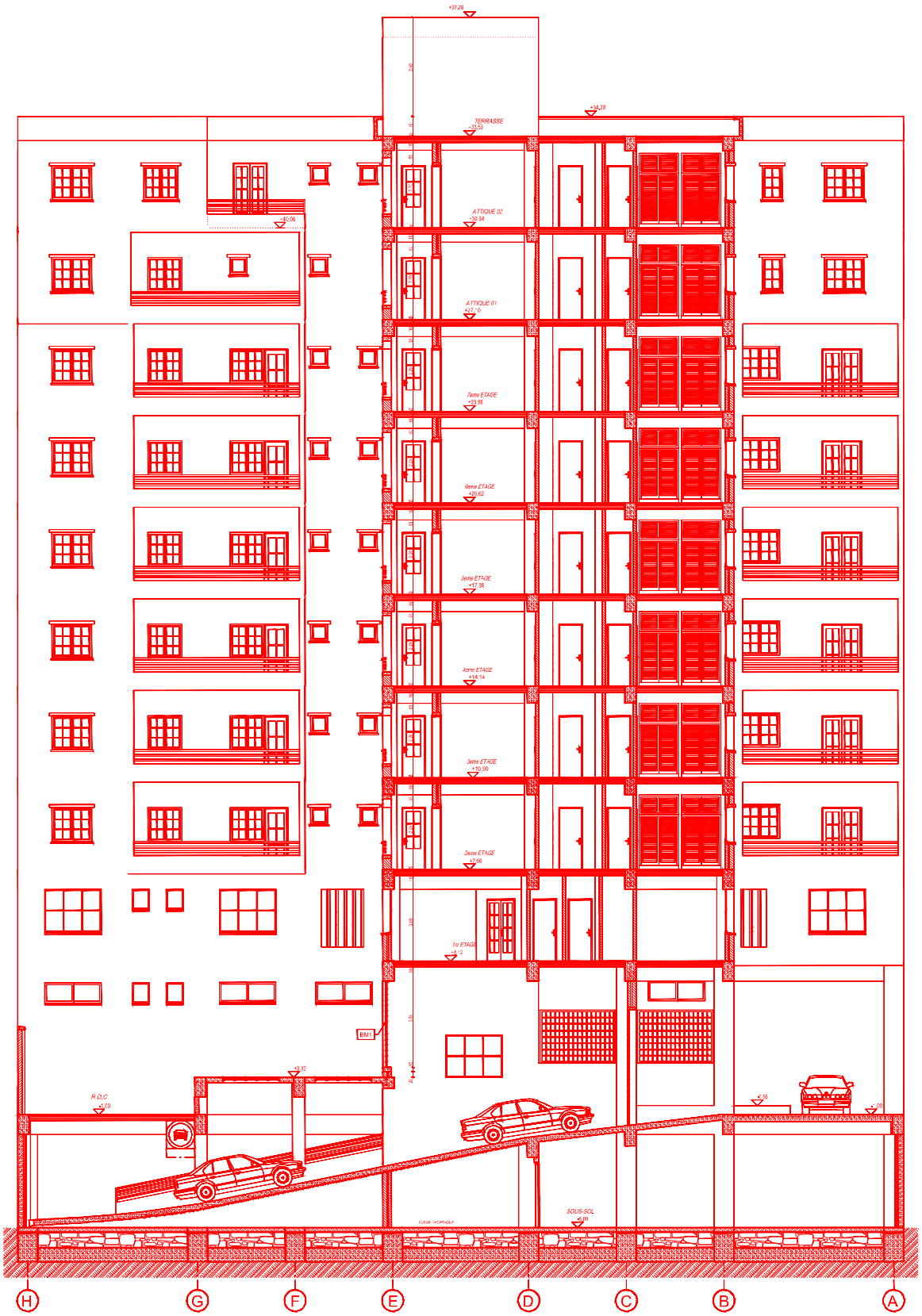
PLAN : 1er



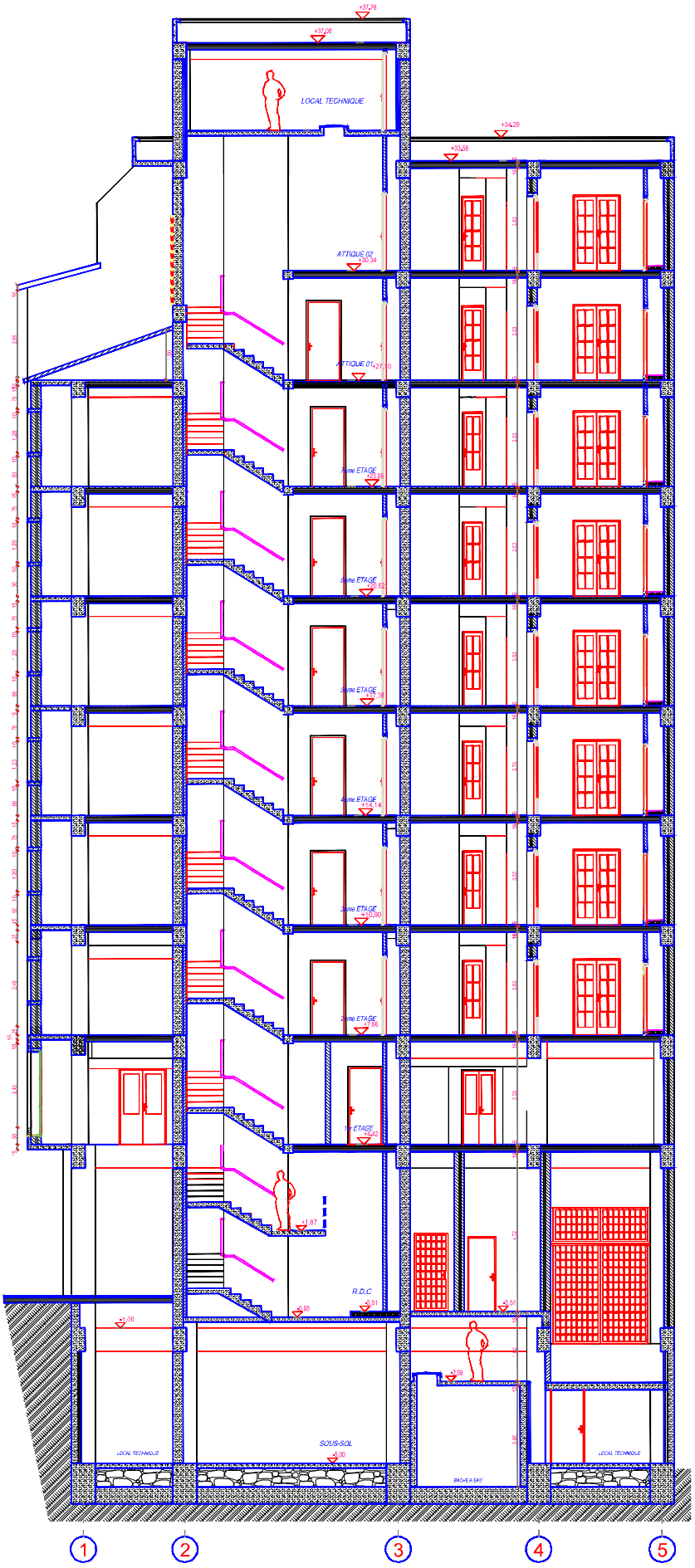
PLAN : 1er ATTIQUE



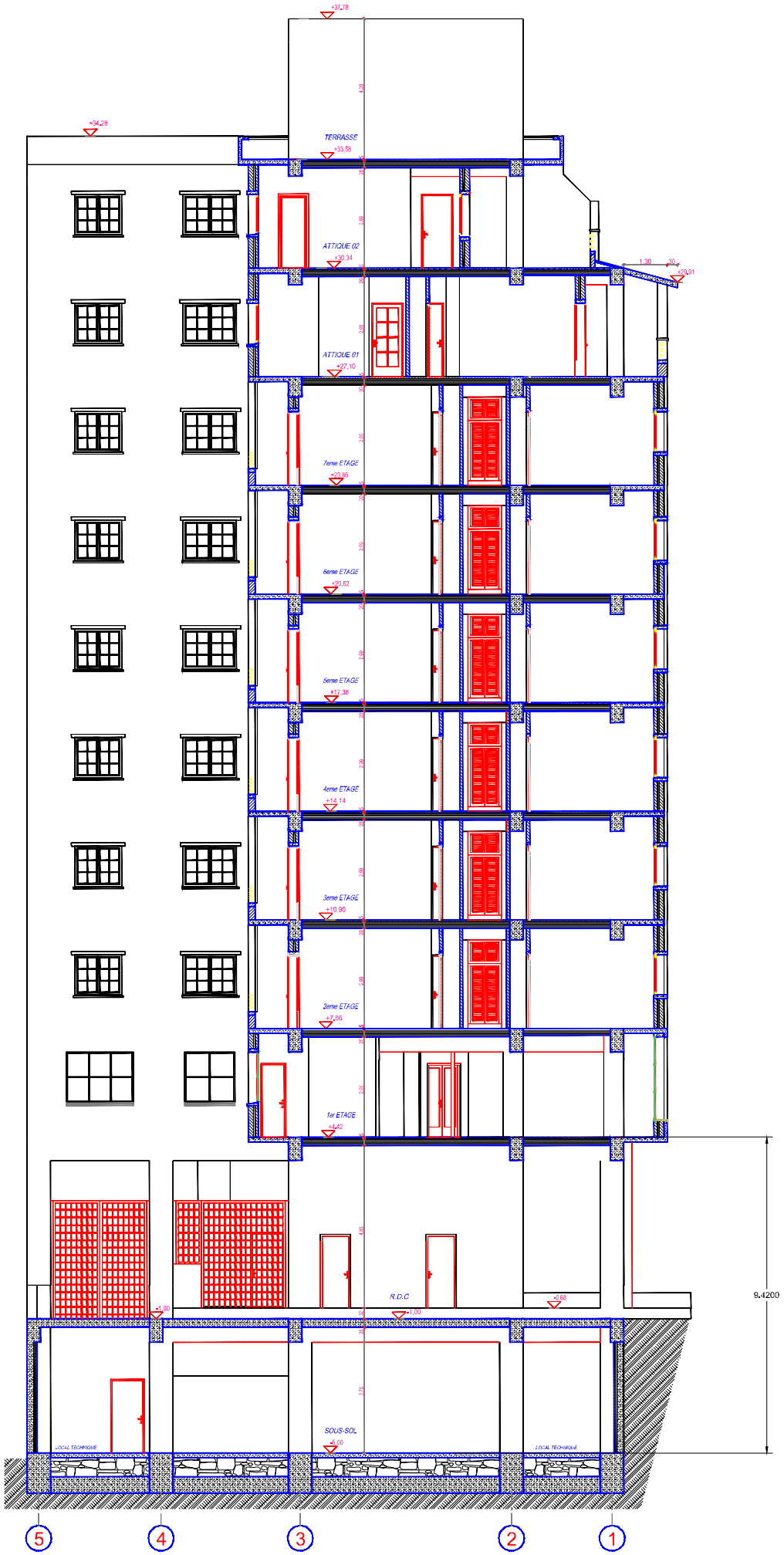
PLAN : 2eme ATTIQUE


TERRASSE
ATTIQUE 02
ATTIQUE 01
7ème ETAGE
6ème ETAGE
5ème ETAGE
4ème ETAGE
3ème ETAGE
2ème ETAGE
1er ETAGE
R.D.C
SOUS-SOL
H
G
F
E
D
C
B
A

COUPE B-B


LOCAL TECHNIQUE
ATTIQUE 02
ATTIQUE 01
7ème ETAGE
6ème ETAGE
5ème ETAGE
4ème ETAGE
3ème ETAGE
2ème ETAGE
1er ETAGE
R.D.C
SOUS-SOL
LOCAL TECHNIQUE
LOCAL TECHNIQUE
BACHE A EAU
1
2
3
4
5

COUPE A-A


+37,78
+34,28
TERRASSE
+33,58
ATTIQUE 02
+30,34
+29,91
ATTIQUE 01
+27,10
7eme ETAGE
+23,96
6eme ETAGE
+20,82
5eme ETAGE
+17,38
4eme ETAGE
+14,14
3eme ETAGE
+10,90
2eme ETAGE
+7,66
1er ETAGE
+4,42
R.D.C
+1,00
+0,65
-1,00
SOUS-SOL
-5,00
LOCAL TECHNIQUE
LOCAL TECHNIQUE
9.4200
5
4
3
2
1

COUPE C-C

Introduction gènèrale

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de Boumerdes, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;
2) Pré dimensionnement des éléments structuraux ;
3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, , dalle machine) ;
4) Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (SAP2000version 23.1.) ;
5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;
6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;
7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure **(RDC+7étages+SOUS SOL+2attiques)** à usage multiple (habitation, commerce et stockage) avec un système de contreventement mixte (portique, voile).

L'implantation de cet ouvrage se fera dans la wilaya de BOUMERDES; classé dans une zone forte sismicicitè **(zone III**), selon le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003.**

Ouvrage de moyenne d'importance, le groupe d'usage est le (2).

I.2.présentation de l'ouvrage

L'immeuble est en forme de « T », est divisé comme suit :

- Local de lavage et de lifting au sous-sol.
- Commerce au R.D.C.
- Prestation de services à 1er étage.
- Habitation à partir du 2ème étage jusqu'aux deux étages attiques.

I.3.Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1.Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment : 30.20 m
- Largeur totale du bâtiment : 16.90 m

I.3.2.Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment…….....36.18m.
- Hauteur du sous sol…… 3.24m.
- Hauteur du rez-de-chaussée……...3.78 m.
- Hauteur de l'étage courant ……..3.24 m.

I.4.Conception de la structure

I.4.1.Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment à une hauteur dépassant 14m, alors leRPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2.Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments Verticaux de la structure :

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.4.3.Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4.L'acrotère

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

I.4.5.Escalier

Le bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation d'usage.

Dans ce projet on a:

- un escalier droit à trois volées.
- un escalier droit à deux volées.

I.5.Caractéristique mécanique des matériaux

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

I.5.1.Béton

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

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

I.5.2.Ciment

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

I.5.3.Granulats

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

I.5.4.Béton armé

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

I.5.4.1.Résistance du béton

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

I.5.4.1.1.Résistance caractéristique à la compression

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

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

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

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

I.5.4.1.2.Résistance caractéristique à la traction

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

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

I.5.4.2.Coefficient de Poisson (υ)

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

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

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

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

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

I.5.4.3.Module de déformation longitudinale

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

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

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

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

I.5.5.Acier

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

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

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

I.6.Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

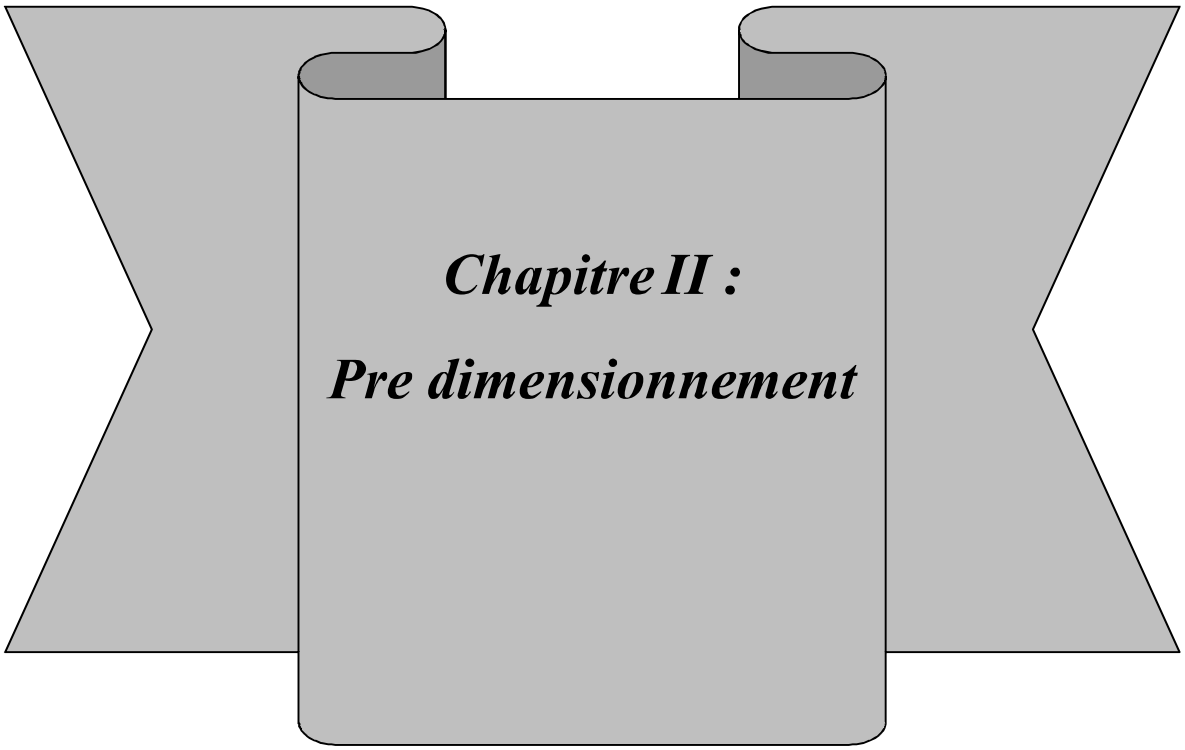
- **Etat limite ultime** (ELU) basé sur:
  1- Equilibre statique.
  2- L'ouverture des fissures.
  3- La stabilité de forme.

-Etat limite de service (ELS) basé sur :
1- La compression du béton.
2- L'ouverture des fissures.
3- La déformation.

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

La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPA.

- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPA.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
  - Longitudinales : HA « Fe= 400MPa »
  - Transversales : RL «Fe=235 MPa» (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »


Chapitre II :
Pre dimensionnement

II.1. Introduction

Les prés dimensionnements des éléments porteurs (poteaux, poutres, planchers) d'une structure sont choisis selon les préconisations des règlements RPA99v2003 etCBA93. Ces dimensions pas définitives, elles peuvent être modifiées après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1.Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1.1.Planchers à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec: h_t: épaisseur du plancher.

L_{max}: Longueur maximale de poutrelle (entre axe).

Pour notre projet : L=5,80 m

$$\frac{580}{25} \leq h_t \leq \frac{580}{20} \quad 23.2cm \leq h_t \leq 29cm$$

On adoptera : h_t=24cm.⇒h_t = 20+4 cm.

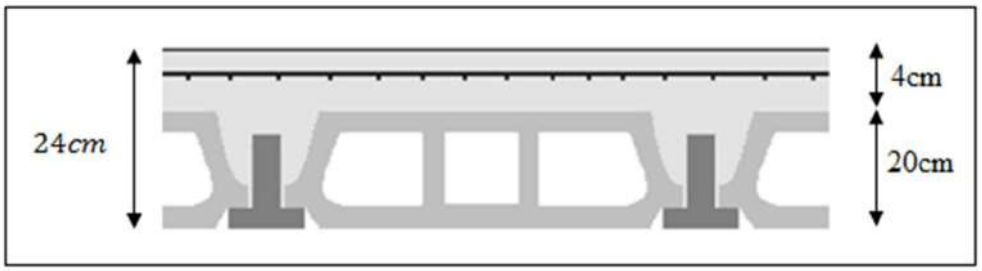


Figure.II.1. Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.2.Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16}$$

$$0{,}27h \leq b \leq 0{,}36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui.

H : la hauteur de la poutre.

B : la largeur de la poutre.

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L= 6,30 m ⇒31,5cm ≤ h ≤ 39,38cm On adopte : **h = 45cm** ⇒ 12.15cm ≤ b ≤ 16,2cm On adopte : **b=30cm**	L= 5,80 m ⇒ 29cm ≤ h ≤ 36,25cm On adopte : **h=35cm** ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1,5 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,16 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées (CV)	**CV**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}07 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}06 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$
Conclusion	h = 45cm ; b = 30cm	h = 35cm ; b = 30cm

II.1.Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1.Plancher à corps creux

II.3.1.1Plancher terrasse

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Isolant thermique (liège)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche à corps creux	0,20+0,04	3,30
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)		**6,90**	

II.3.1.2.Plancher courant

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Planche à corps creux	0,20+0,04	3,30
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mursimple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**6,46**	

II.3.2.Maçonnerie

II.3.2.1.Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.4: Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)			**1,62**	

II.3.2.2.Murs extérieurs (double-cloison)

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

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit déciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)			**2,52**	

II.3.2.charges d'exploitation

- ✓ Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- ✓ Etage courant : Q=1,5 kN/m
- ✓ Parking : Q=2.5 kN/m²
- ✓ Commerce : Q= 5kN/m²

II.4.Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.4.1.Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux présentés sur le Tableau II.6

Tableau II.6: Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	Attique1 ; Attique2	$7^{éme}$; $6^{éme}$; $5^{éme}$	$4^{éme}$;$3^{éme}$;$2^{éme}$	1^{er} ; RDC ; sous sol
Dimension (b*h)	35×35	40×40	45×45	50×50

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm}.\ (\text{Zone IIa}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.7:Vérification du coffrage des poteaux.

Niveau	$b_1 \times h_1$	$\frac{h_e}{20}$	Min (b1, h1) ≥30 cm	Min(b1,h1)$\geq\frac{he}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$
Attique 2 ; Attique 1	35×35	14,45	CV		
$7^{éme}$; $6^{éme}$;$5^{éme}$	40×40	14,45			
$4^{éme}$;$3^{éme}$;$2^{éme}$	45×45	14,45			
1^{er}	50×50	14,45			
RDC	50×50	18.65			
sous sol	50×50	14,45			

II.4.2.Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante$\bar{N}$du poteau.

✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.

✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

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

B_r : La section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}\ ,\ l_f = 0{,}7 l_0,\ \ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : Longueur du poteau

l_f: Longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.4.2.1.choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau

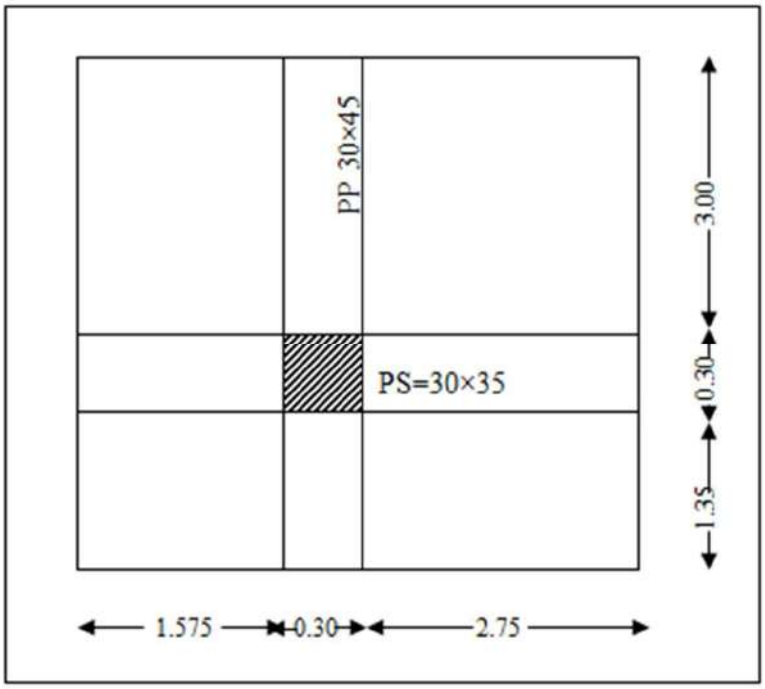


Figure. II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. **ument.**.2 :

II.1.1.1. Calcul de La surface reprise par le poteau

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

  $S_{plancher}$ =(1,35+3,00)× (1,575+2,75)

  $\Rightarrow S_{plancher} = 18{,}81 m^2$

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

S_{tot} = (1,35+0,3+3,00) × (1,575+0,3+2,75)

$\Rightarrow S_{tot} = 21{,}51\ m^2$

II.4.2.2.Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = poids de plancher ×$S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II.8 : Les charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
Attique 2	3.24	0.1225	9.922	14.68	11.35	129.789	165.741	165.741
Attique 1	3.24	0.1225	9.922	14.68	11.35	121.513	157.465	323.206
$7^{éme}$	3.24	0.16	12.96	14.68	11.35	121.513	160.503	483.709
$6^{éme}$	3.24	0.16	12.96	14.68	11.35	121.513	160.503	644.212
$5^{éme}$	3.24	0.16	12.96	14.68	11.35	121.513	160.503	804.715
$4^{éme}$	3.24	0.2025	16.402	14.68	11.35	121.513	163.945	968.660
$3^{éme}$	3.24	0.2025	16.402	14.68	11.35	121.513	163.945	1132.605
$2^{éme}$	3.24	0.2025	16.402	14.68	11.35	121.513	163.945	1296.550
1^{er}	3.24	0.250	20.25	14.68	11.35	121.513	167.793	1464.343
RDC	3.78	0.250	23.63	14.68	11.35	121.513	171.173	1635.516
sous sol	3.24	0.250	20.25	14.68	11.35	121.513	167.793	1803.309

II.4.2.3. Détermination de sur charges d'exploitation

Pour le Attique 2Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$Avec(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour l'Attique 2 (terrasse) : Q_0
- Pour l'Attique 1 (terrasse): Q_0+Q_1
- Pour l*e* $7^{éme}$ étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le$6^{éme}$étage: $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le$5^{éme}$étage:$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour le $4^{éme}$étage :$Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Pour le $3^{éme}$ étage: $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
- Pour le $2^{éme}$ étage: $Q_0+0.71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
- Pour le $1^{éme}$ étage: $Q_0+0.68\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$
- Pour le RDC : $Q_0+0.66\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$
- Pour le Sous sol: $Q_0+0.65\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$

Tableau II.9 : Les sur charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		Coefficient de dégression	$Q_{cumulé}$(kN)
Attique 2	Q_0	21.51	-	21.51
Attique 1	Q_1	32.265	1	53.775
7^{éme}	Q_2	32.265	0.95	82.814
6^{éme}	Q_3	32.265	0.9	108.626
5^{éme}	Q_4	32.265	0.85	131.211
4^{éme}	Q_5	32.265	0.8	150.57
3^{éme}	Q_6	32.265	0.75	166.703
2^{éme}	Q_7	32.265	0.71	181.867
1er	Q_8	32.265	0.68	197.032
RDC	Q_9	107.55	0.66	262.852
Sous sol	Q_{10}	53.775	0.65	294.149

II.4.2.4. Calcul de la capacité portante $\overline{N}$

On représente les valeurs de $\overline{N}$ sur le Tableau II.10suivant :

Tableau II.10: Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau.

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\overline{N}$(kN)
Attique 2	35×35	108900	3.24	2.268	0.101	22.455	0.785	122.5	1616.531
Attique 1	35×35	108900	3.24	2.268	0.101	22.455	0.785	122.5	1616.531
$7^{éme}$	40×40	144400	3.24	2.268	0.115	19.721	0.799	160	2181.051
$6^{éme}$	40×40	144400	3.24	2.268	0.115	19.721	0.799	160	2181.051
$5^{éme}$	40×40	144400	3.24	2.268	0.115	19.721	0.799	160	2181.051
$4^{éme}$	45×45	184900	3.24	2.268	0.129	17.581	0.809	202.5	2827.057
$3^{éme}$	45×45	184900	3.24	2.268	0.129	17.581	0.809	202.5	2827.057
$2^{éme}$	45×45	184900	3.24	2.268	0.129	17.581	0.809	202.5	2827.057
1^{er}	50×50	230400	3.24	2.268	0.144	15.750	0.816	250	3552.556
RDC	50×50	230400	3.78	2.646	0.144	18.375	0.806	250	3509.020
Sous sol	50×50	230400	3.24	2.268	0.144	15.75	0.817	250	3556.910

II.4.2.5. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime})doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.12 :

- $N_{ultime} = 1,35G + 1,5Q$
- $N_U = 1,1N_{ultime}$

Tableau II.11: Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal.

Etage	G (kN)	Q (kN)	N_{ultime}	$1,1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1,1N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
Attique 2	165.741	21.51	256.015	281.617	1616.531	CV
Attique 1	323.206	53.775	516.991	568.690	1616.531	CV
7^{éme}	483.709	82.814	777.228	854.951	2181.051	CV
6^{éme}	644.212	108.626	1032.625	1135.888	2181.051	CV
5^{éme}	804.715	131.211	1283.182	1411.500	2181.051	CV
4^{éme}	968.660	150.57	1533.546	1686.901	2827.057	CV
3^{éme}	1132.605	166.703	1779.071	1956.978	2827.057	CV
2^{éme}	1296.550	181.867	2023.143	2225.457	2827.057	CV
1er	1464.343	197.032	2272.411	2499.652	3552.556	CV
RDC	1635.516	262.852	2602.225	2862.448	3509.020	CV
Sous sol	1803.309	294.149	2875.691	3163.260	3556.910	CV

II.4.2.6.Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Spécifications pour les poutres (coffrage), on vérifier (Tableau II.12)

Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifier	Niveau			
	Attique2 ; Attique1	$7^{éme}$; $6^{éme}$; $5^{éme}$	$4^{éme}$; $3^{éme}$; $2^{éme}$	1^{er}; RDC ; Sous sol
$b_{max}(cm)$	30	30	30	30
$h_1(cm)$	35	40	45	50
$b_1(cm)$	35	40	45	50
$b_{max} \leq 1,5h_1 + b_1$	CV			
$d(cm)$	2.5	5	7.5	10
$Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	17.50	20	22.50	25
$d \leq Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	CV			

II.5.Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armés, ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003[Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Avec :

- **L** : porté du voile.
- **a** : épaisseur du voile.

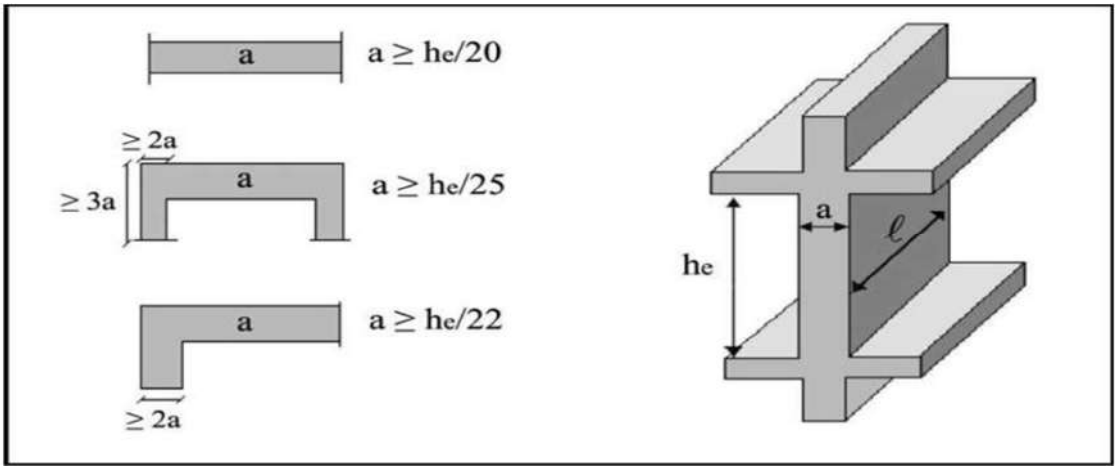


Figure .II.3. Vue En plan et vue en 3D du voile.

➢Pour le RDC (he = 3.78m):

h_e=3.78 – 0.35=3.43 m

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right]$$

$$a \geq \text{Max}[15\text{cm};\ 15.60\text{cm}]$$

On adopte : $a = 20$ cm

➢Pour les autres étages (he = 3.24 m):

h_e=3.24 – 0.35 = 2.89m

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right]$$

$$a \geq \text{Max}[15\text{cm};\ 13.13\text{cm}]$$

On adopte : $a = 15$ cm

II.6.Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

Chapitre III :

Pré-dimensionnement des éléments Secondaires

III.1.Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. Acrotère

Les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades. L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière

III.2.1. Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

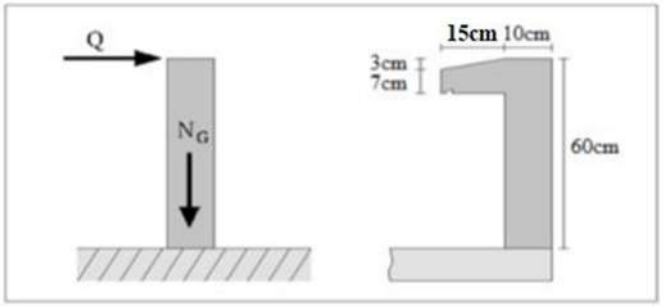


Figure III.1. L'acrotère (dimensions et charges exercées)

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère

Charges permanents	G=1.875 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 KN/ml

III.2.3. Détermination des efforts

Tableau III.2 : Les efforts exercés sur l'acrotère

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53$ kN	$N_u = G = 1.875$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.\ h = 0.9$ kN. M	$M_{ser} = Q.\ h = 0.6$ kN. M
Effort trenchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$kN

III.2.4. Calcul de ferraillage

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

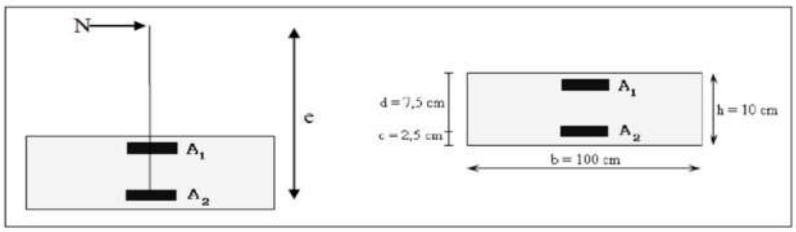


Figure III.2. Section de béton armé dans l'acrotère

Tableau III.3 : le ferraillage adopté.

Type D'acrotère	Section (cm²)	A_1(cm²)	A_2(cm²)	$A_{1Choisie}$ (cm²)	$A_{2choisie}$(cm)²	$A_{rép}$(cm²)	St (cm)	$St_{rép}$ (cm)
60x10	100x10	4.40	4.40	7HA10 = 5.5	7HA10 = 5.5	4HA8 =2.01	15	15

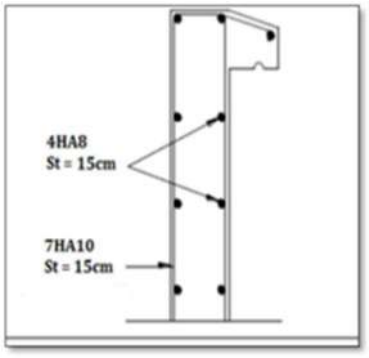


Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère

III.3.Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

- La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes
- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par ;

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

$$A_t \geq 0{,}02\,L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50cm \leq L \leq 80cm$$

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

F_e : Nuance de l'acier FeE525 ($F_e = 525$).

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

$$\text{On a : } L = 60cm \qquad \Rightarrow A_{t1} \geq 0{,}02\,L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{525} = 0{,}46cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 4{,}5 = 0.98\text{cm}^2$avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0{,}78\text{cm}^2$avec un éspacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé.

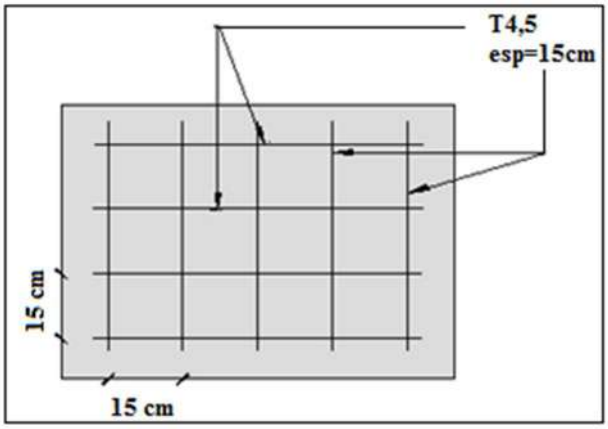


Figure III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3.2.Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d. :(2x (0,60/2) xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

III.3.2.1.Avant coulage

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

- ✓ Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G.
- ✓ Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5 x L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient$\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 0,90 m entre les étaiements.

Tableau III.4 : Vérification de la flèche

Étaiement	L (m)	M ELU	σ	μ	μ_l	$\mu \leq \mu_l$
0	4.80	7.12	14.2	4.65	0.392	**CNV**
1	2.40	1.78	14.2	1.16	0.392	**CNV**
2	1.6	0.91	14.2	0.60	0.392	**CNV**
3	1.2	0.62	14.2	0.41	0.392	**CNV**
4	0.96	0.47	14.2	0.31	0.392	**CV**

Commentaire :

Il faut prévoir **4 étaiements** le long de travée espacée de **0.96 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2.Après coulage

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

- Poutrelle à 9 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 2 travées.

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP 2000

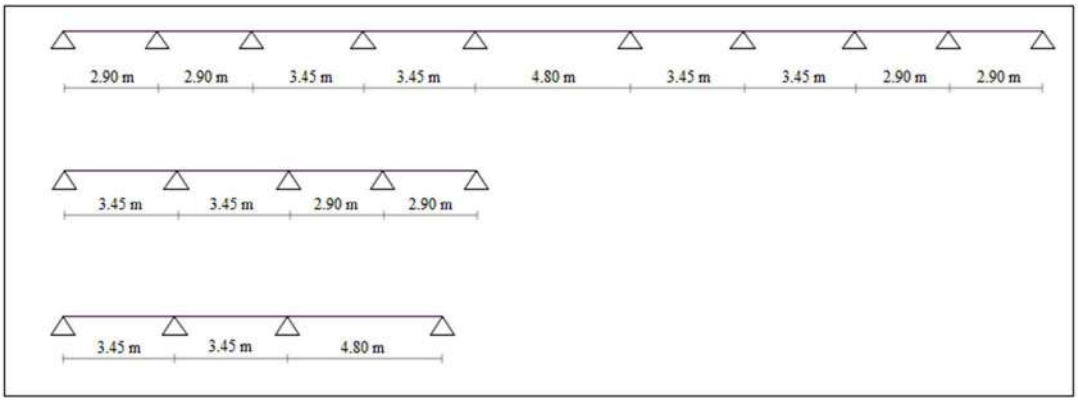


Figure III.5. Présentation des dimensions du tous les cas des poutrelles.

Remarque :

Vu la grandeur des travées GH =5.80 m et AB = 5.80 m ne permettant pas la vérification de la flèche de la poutrelle on propose un chainage au milieu de ces travées pour minimiser la longueur des poutrelles et assurer une bonne stabilité , bonne résistance, et un plancher économique .

III.3.2.2.1. plancher étage courant a usage d'habitation et terrasse

D'après les calculs des moments et l'effort tranchant, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont à l'étage courant :

- PU = 1.35 G +1.5 Q
- PS=G+Q

Tableau III.5 : Evaluation des charges et surcharges

Plancher	G kN/m	Q kN/m	PukN/m	PserkN/m
Terrasse	6.90 x 0.6 = 4.14	1 x 0.6 = 0.60	6.49	4.74
Habitation	6.46 x 0.6 = 3.88	1.5 x 0.6 = 0.90	6.59	4.78
Administratif	6.46 x 0.6 = 3.88	2.5 x 0.6 = 1.50	7.49	5.38
Commerce	6.46 x 0.6 = 3.88	5 x 0.6 = 3.00	9.74	6.88

On utilisé le cas le plus défavorable, Etage courant d'habitation.

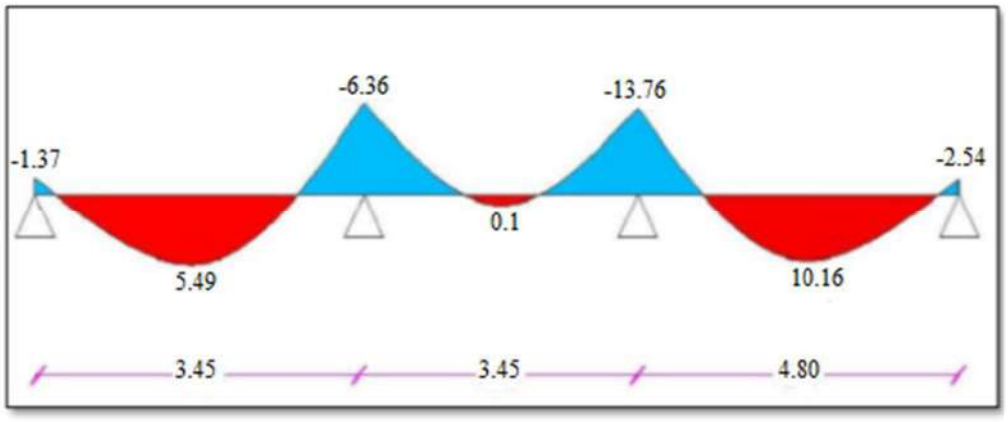


Figure III. 6. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

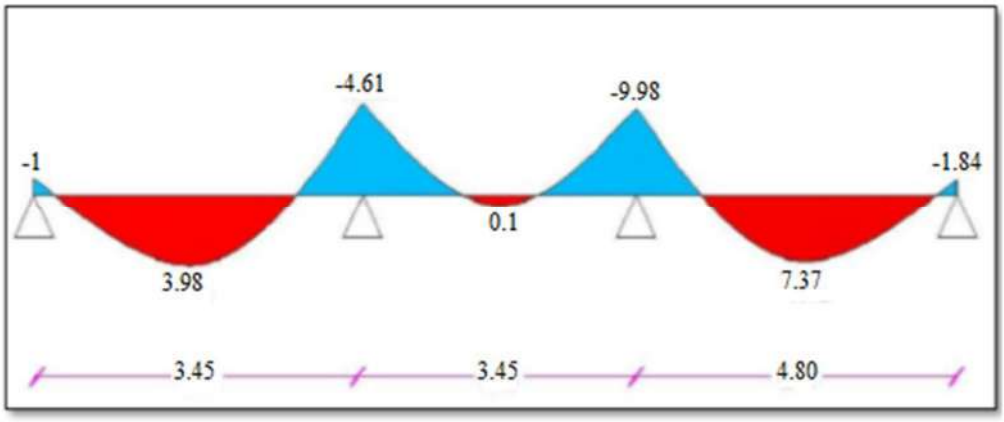


Figure III. 7. Diagramme du moment fléchissant à l'EL

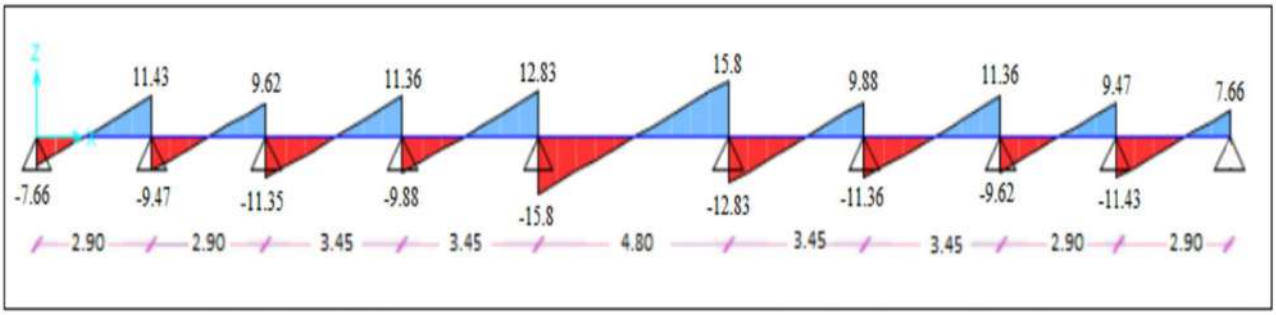


Figure III. 8. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

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

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
EC	13.76	9.98	10.16	7.37

III.3.2.2.2.Calcul du ferraillage

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

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.11.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E400) dont les caractéristiques Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforceme

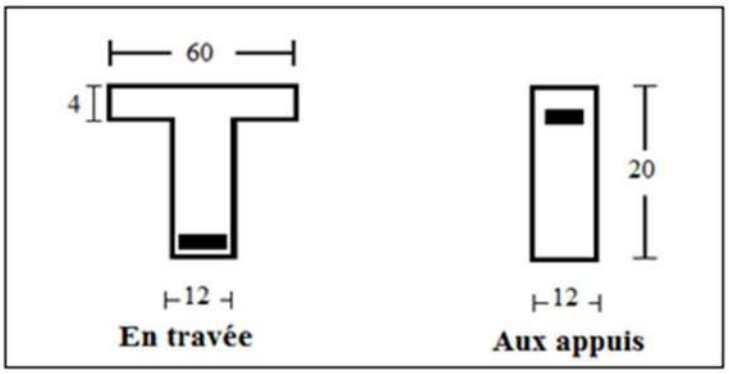


Figure III.9. Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximaux ($M_{étage\ courant}$)

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

Position	M_{max} (kN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	$As1_{choisie}$ (cm^2)	$As2_{choisie}$ (cm^2)
Aux Appuis	13.76	0.00	3.15	2HA10 = 2.26	1HA12+2ChpHA12 = 3.39
En travée	10.16	1.65	0.00	2HA10 = 2.26	1HA10 = 0.79

III.3.2.2.3.Vérification à ELS

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

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

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN.m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
EC	7.37	9.98	3.97	11.39	15	CV

III.3.2.2.4.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

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

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

Etages	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
EC	15.80	1.10	3.33	CV

III.3.2.2.5.Vérification de la flèche

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

Tableau III.10: Vérification de la flèche.

Poutrelle			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		La flèche		Vérification
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-9.98		-1.84	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
8	20	4.80		7.37		2.26	0.79	8.80	9.6	Vérifiée

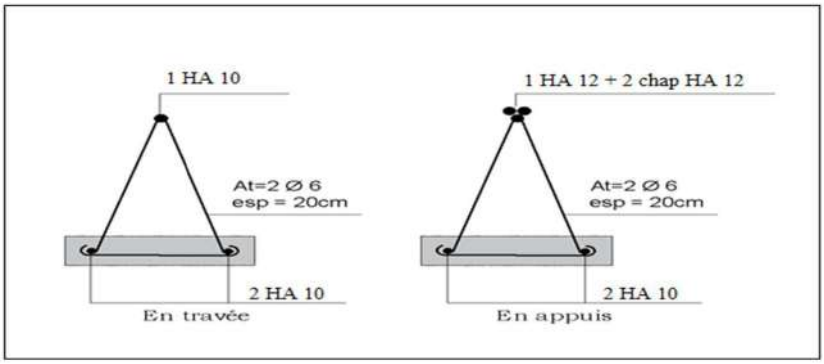


Figure III.10. Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis.

III.3.2.3. plancher du1^{er}étageadministration

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données dans le cas 1 :

Pu = 7.49 kN/ m ; Pser = 5.38 kN/m

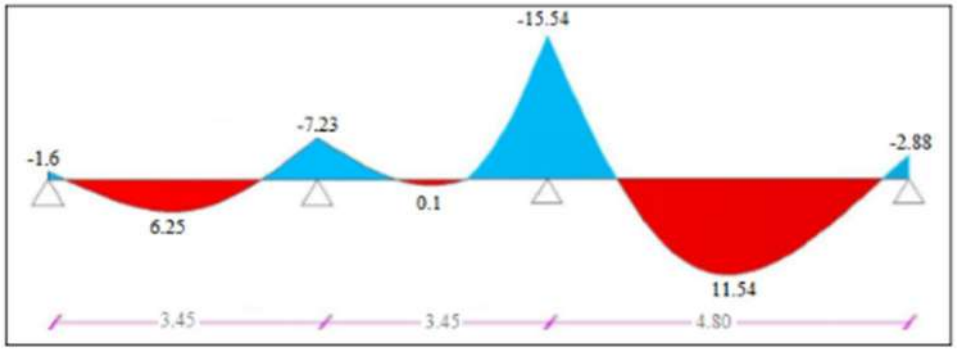


Figure III. 11. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

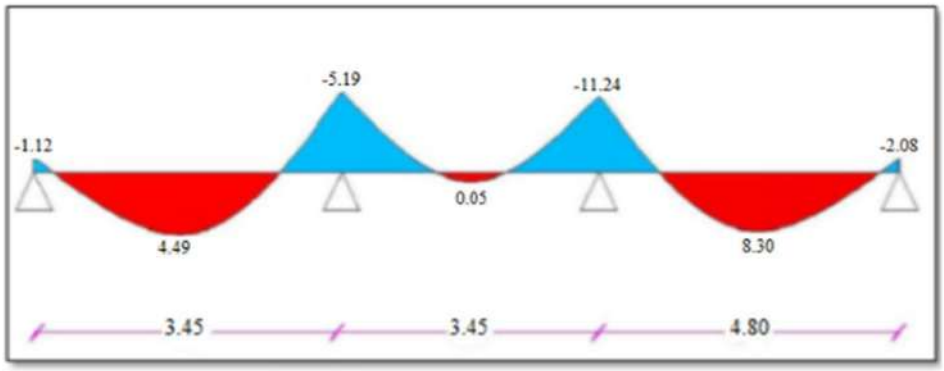


Figure III.12. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

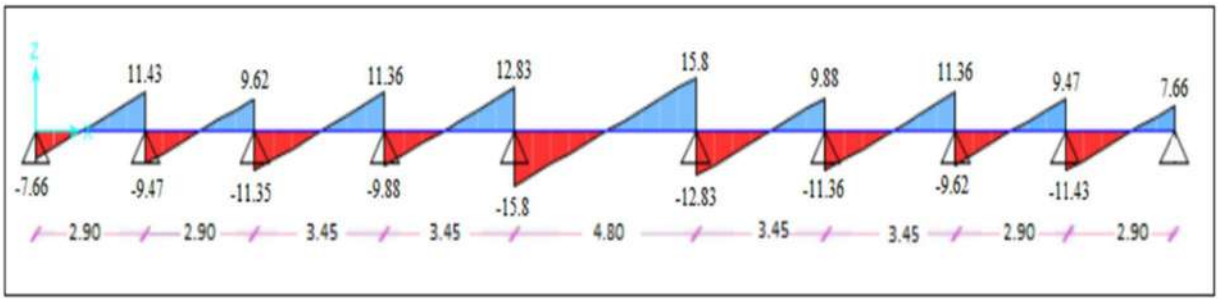


Figure III.13. Digramme des moments et d'effort tranchant de la poutrelle

Tableau III.11: Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
EC	15.64	11.24	11.54	8.30

III.3.2.3.1. Calcul du ferraillage

Le ferraillage est généralisé sur tous les cas des poutrelles pour l'étage administration avec les moments maximaux.

Tableau.III.12: Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Position	M_{max} (kN. m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	$As1_{choisie}$ (cm^2)	$As2_{choisie}$ (cm^2)
Aux Appuis	15.64	0.23	3.68	2HA10 = 2.26	1HA10 + 2ChpHA14 = 3.86
En travée	11.54	1.88	0.00	2HA10 = 2.26	1HA10 = 0.79

III.3.2.3.2.Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.13)

Tableau III.13 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
EC	11.54	15.64	4.47	12.83	15	CV

III.3.2.3.3.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Tableau III.14: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
EC	17.96	1.25	3.33	CV

III.3.2.3.4.Vérification de la flèche

Tableau III.15 : Vérification de la flèche.

Poutrelle			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		La flèche		Vérification
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-11.24		-2.08	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
8	20	4.80		8.30		2.26	0.79	8.8	9.6	Vérifiée

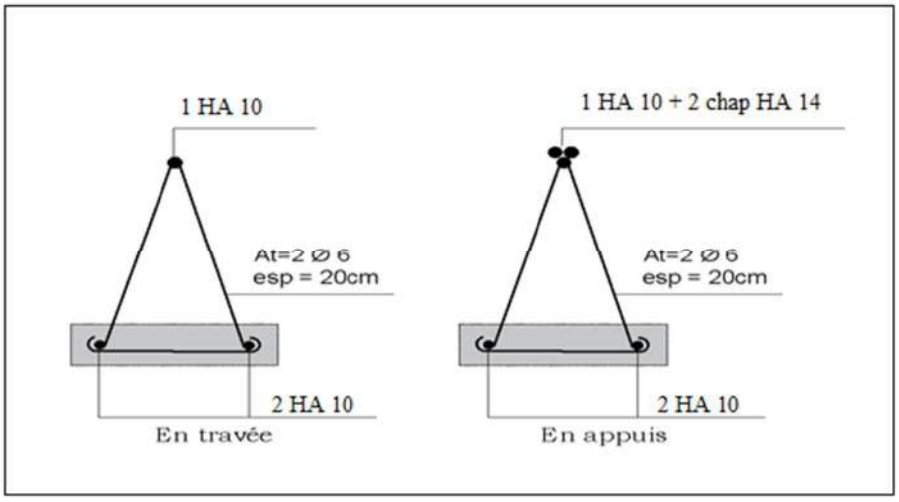


Figure III.14. Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis.

III.3.2.4.plancher du RDC (commerciales)

Pu = 9.74 kN/m

Pser = 6.88kN/m

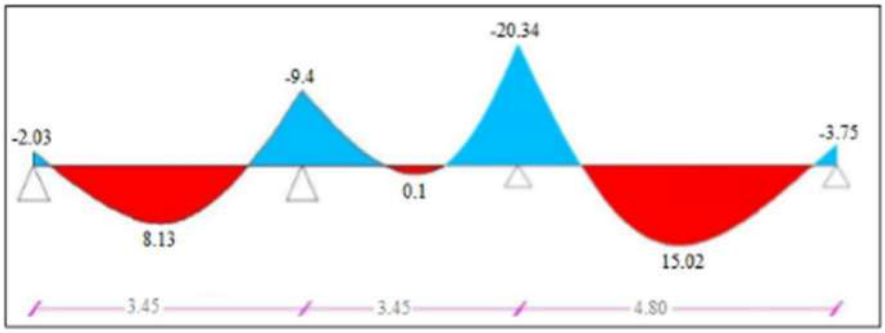


Figure III. 15 . Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

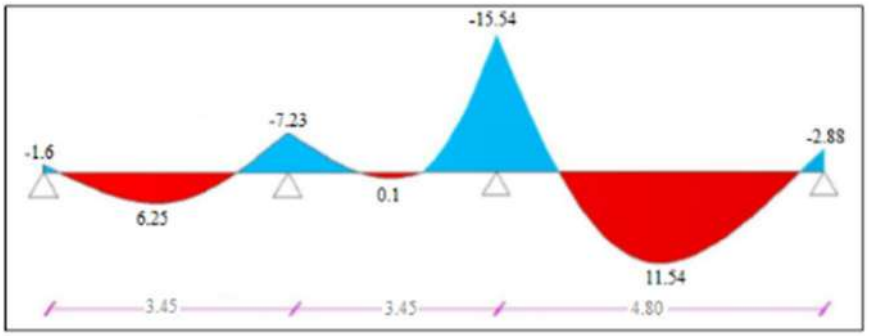


Figure III. 16. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

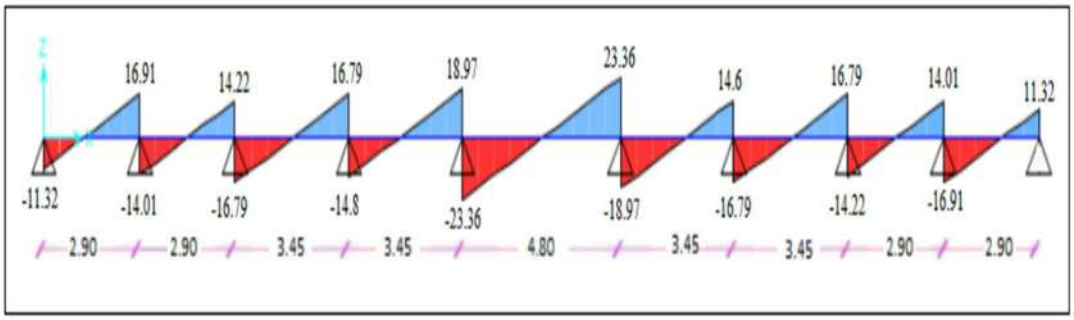


Figure III.17. Digramme des moments et d'effort tranchant de la poutrelle.

Tableau III.16: Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
EC	20.34	14.45	15.02	11.96

III.3.2.4.1. Calcul du ferraillage

Tableau III.17: Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Position	M_{max} (kN. m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	$As1_{choisie}$ (cm^2)	$As2_{choisie}$ (cm^2)
Aux Appuis	20.34	1.19	4.06	3HA12 = 3.39	1HA12 + 2ChpHA14 = 4.21
En travée	15.02	2.47	0.00	3HA12 = 3.39	1HA10 = 0.79

III.3.2.4.2.Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.18)

Tableau III.18 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN.m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
EC	11.96	14.45	5.14	13.49	15	CV

III.3.2.4.3.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Tableau III.19: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
EC	23.36	1.62	3.33	CV

III.3.2.4.4.Vérification de la flèche

Tableau III.20: Vérification de la flèche.

Poutrelle			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		La flèche		Vérification
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-14.45		-2.99	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
8	20	4.80		11.96		3.39	0.79	8.2	9.6	Vérifiée

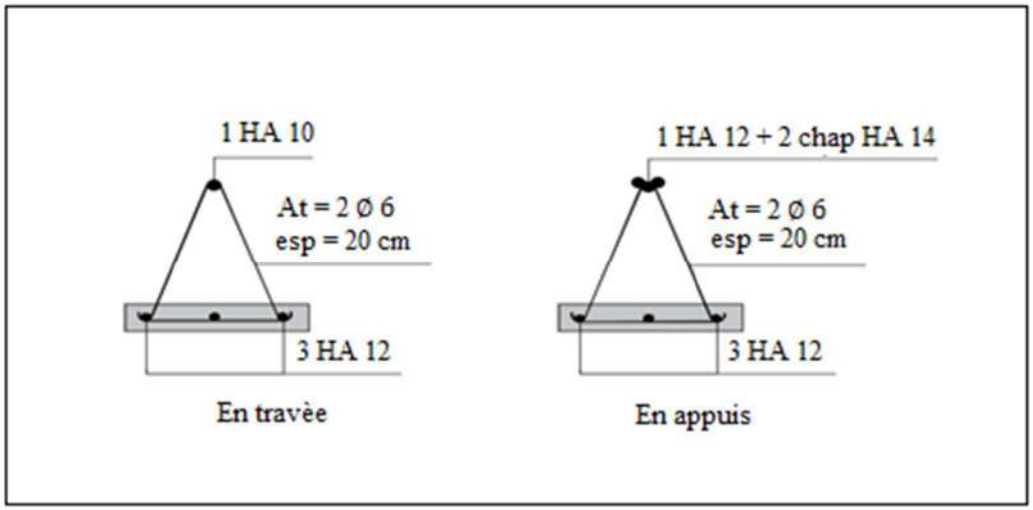


Figure III.18. Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis.

III.4.Escaliers

Un escalier est une suite des plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Remarque :

La volée de la l'escalier démarre au plain milieu de la travée à cet effet on a ajouté un chainage qui va suivi de poutre de démarrage de la volée (comme appui) pour pouvoir satisfaire.

III.4.1.Escalier à trois volées

III.4.1.1.Pré dimensionnement

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure suivante :

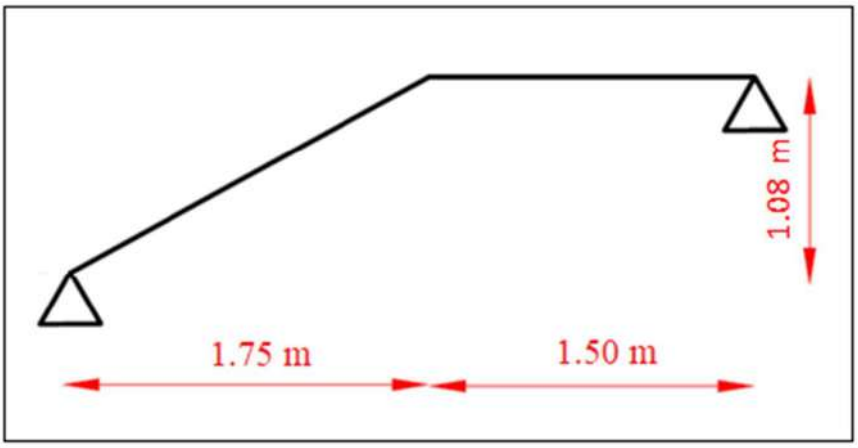


Figure III.19. Schéma statique d'Escalier à trois volées.

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier: H = 1.08m (on va traiter la partie qui contient 6 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{324}{18} = 18cm$
- Largeur de la marche : g = 29cm

- **Vérification de la formule de Blondel (Norme NP-11 19 111)**

  59cm ≤ g+ 2h ≤66cm g+2h =65cm (CV)

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

  tg α = H / L = 18/29 = 0.620 D'où alors : **α =31.82°**

  $L_0 = \frac{1.75}{\cos\alpha} = 2.06\, L_{tot}$ =L_1+L_2 =2.06+1.50 =3.56 m

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

  $$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 10.17 \le e \le 11.86 \Longrightarrow \textbf{e=15cm}$$

- **Evaluation des charges et surcharges**

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.21et III.22.

Tableau III.21: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**5.45**

Tableau III.22: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	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	0.15/ cos α	25	4.30
5	Poids des marches	0.18/ 2	25	2.25
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**8.25**

- **Charges d'exploitation**

Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

Remarque : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

- **Détermination des sollicitations**

ELU:$Pu = 1.35\ G + 1.5\ Q$

ELS:$Pser = G + Q$

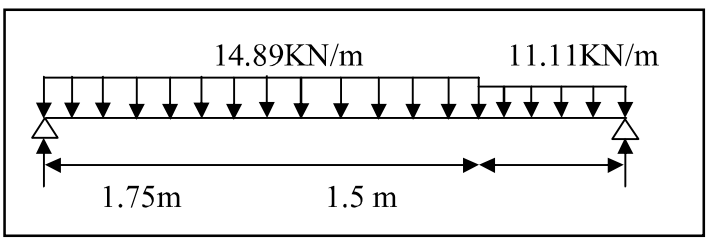


Figure III.20. Chargement dans l'escalier d'étage courant

Tableau III.23: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$Pu(kN/ml)$	$Pser(kN/ml)$
Paillasse	8.25	2.5	14.88	10.75
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

- **Détermination des efforts**

Tableau III.24: Détermination des efforts

Solicitations	$Mt(kN.m)$	$Ma(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	19.72	-11.60	26.21
ELS	14.24	-8.38	18.92

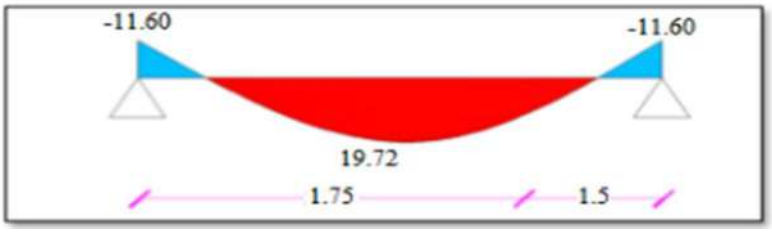


Figure III.21. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

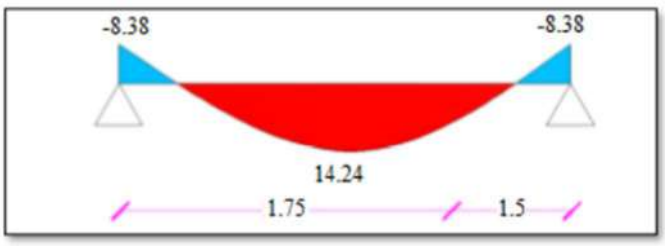


Figure III.22. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS

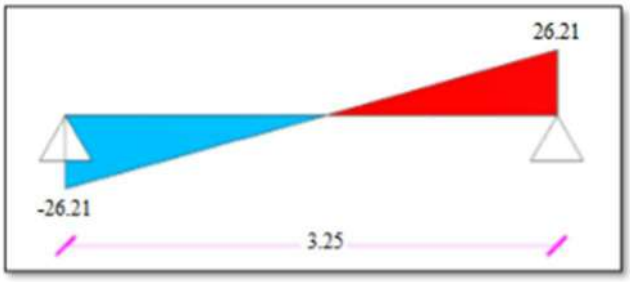


Figure III.23. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

III.4.1.2. Ferraillage

III.4.1.2.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.25: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant

	M max(kN.m)	A calculée (cm²)	A choisie(cm²)	St(cm)	$\overline{St}$(cm)	St≤ $\overline{St}$
Travèe	19.72	3.81	5HA12 = 5.65	20	33	Oui
Appuis	-11.60	2.19	5HA12= 5.65	20	33	Oui

- Condition de non fragilité (**A ≥ Amin**= $\frac{B}{1000}$)

Tableau III.26: Vérification de la section d'armatures

	A(cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{min} \leq A$
Travèe	5.65	1.5	Oui
Appuis	5.65	1.5	Oui

III.4.1.2.2. Armatures de répartition

Tableau III.27: Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant

	A rép = A /4(cm²)	A adoptee (cm²)	St (cm)	$\overline{St}$(cm)	St≤ $\overline{St}$
Travèe	1.41	5HA8 = 2.51	20	45	Oui
Appuis	1.41	5HA8 = 2.51	20	45	Oui

III.4.1.2.3.Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\sigma_b = 0.6fc28 = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

Tableau III.28: Vérification à l'E.L.S

	A (cm²)	M_{ser}(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.65	14.24	5.88	15	OUI
En appuis	5.65	-8.38	3.46	15	OUI

III.4.1.2.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.29: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant

Section	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
100 x 15	26.21	0.21	3.33	Oui

III.4.1.2.5. Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.30.

Tableau III.30: Vérification de la flèche de l'escalier.

Escalier			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-8.38		-8.38	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
100	15	3.56		14.24		5.65	0.00	3.6	7.1	Vérifiée

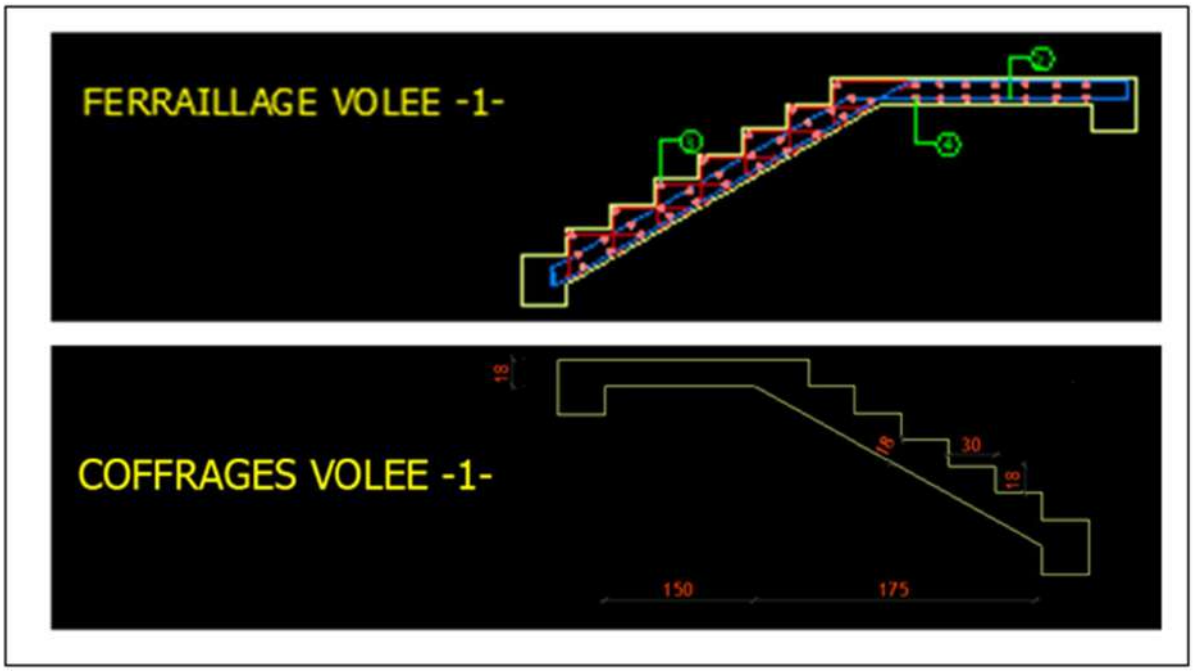


Figure III.24. Ferraillage d'escalier à 3 volèe

III.4.2. Escalier à deux voleès

III.4.2.1.Pré dimensionnement

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure suivante :

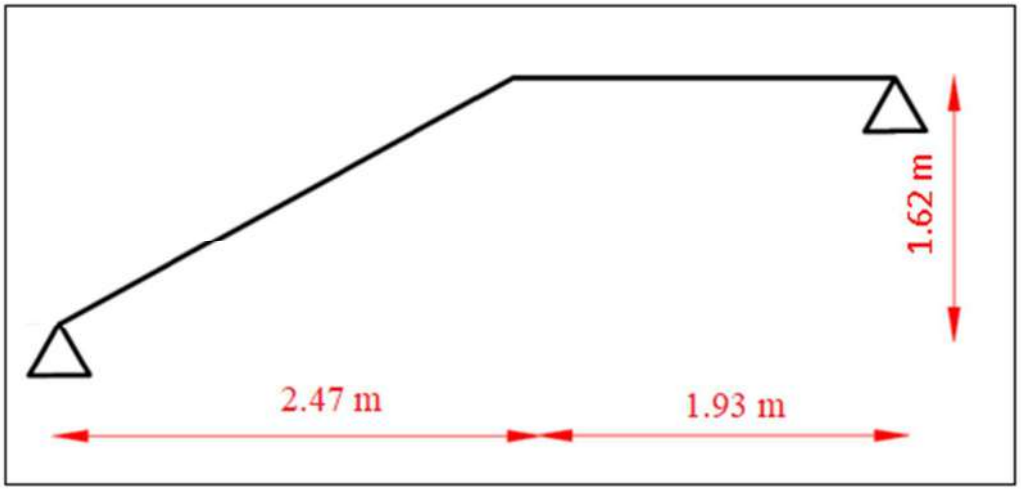


Figure III.25. Schéma statique d'escalier à 2 volèe.

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier: H = 1.62m (on va traiter la partie qui contient 9 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{324}{18} = 18cm$
- Largeur de la marche : g = 29cm

- **Vérification de la formule de Blondel (Norme NP-11 19 111)**

  59cm ≤ g+ 2h ≤66cm g+2h =65cm (CV)

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

  Tg α = H / L = 18 /29 = 0.620 D'où alors : **α =31.82°**

  $L_0 = \frac{2.47}{\cos \alpha} = 2.91 L_{tot}$ $=L_1+L_2 =2.91+1.93 = 4.84m$

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

  $\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 13.82 \le e \le 16.13 \Longrightarrow$ e=18cm

Tableau III.31: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.50
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**6.20**

Tableau III.32: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	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	0.18/ cos α	25	5.30
5	Poids des marches	0.18/ 2	25	2.25
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**9.25**

III.4.2.2.Charges d'exploitation

- **Détermination des sollicitations**

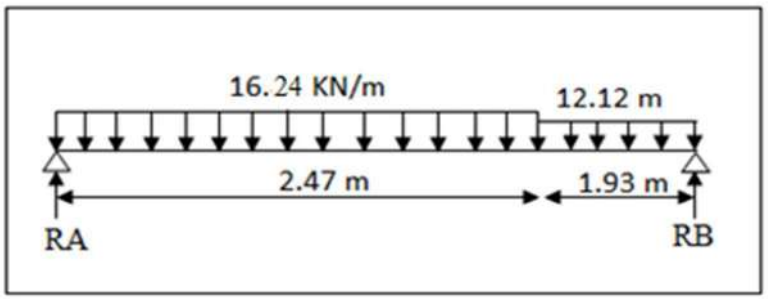


Figure III.26. Chargement dans l'escalier d'étage courant.

Tableau III.33: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$Pu(kN/ml)$	$Pser(kN/ml)$
Paillasse	9.25	2.5	16.24	11.75
Palier	6.20	2.5	12.12	8.7

➢ **Détermination des efforts**

Tableau III.34: Détermination des efforts

Solicitations	$Mt(kN.m)$	$Ma(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	40	-23.54	38.90
ELS	28.94	-17.03	28.14

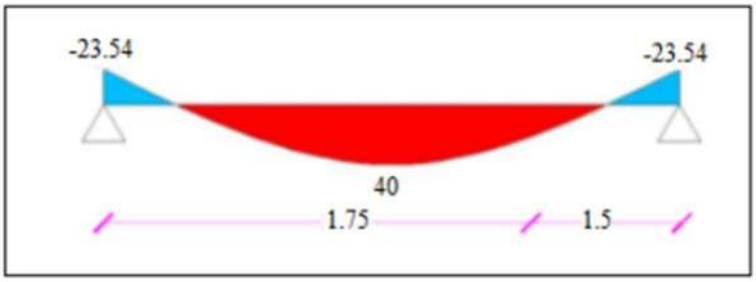


Figure III.27. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.

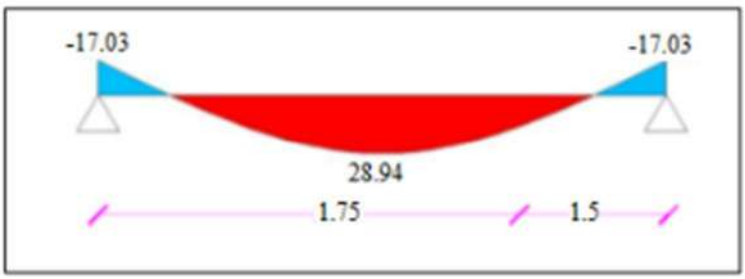


Figure III.28. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS.

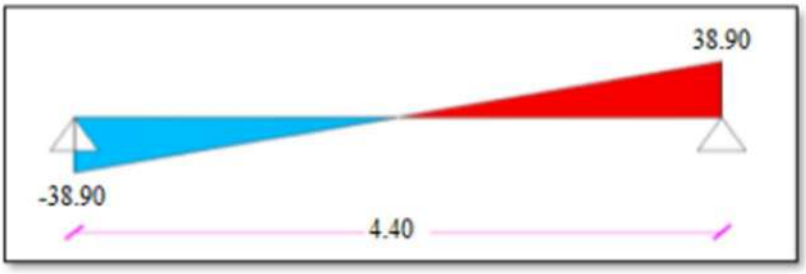


Figure III.29. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.

III.4.2.3. Ferraillage

III.4.2.3.1. Armatures longitudinales

Tableau III.35: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant

	M_{max} (kN.m)	Acalculée (cm^2)	A $_{choisie}$(cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$(cm)	St≤ $\overline{St}$
Travèe	40	7.92	7HA14 = 9.24	15	33	Oui
Appuis	-23.54	4.53	7HA14 = 9.24	15	33	Oui

Tableau III.36: Vérification de la section d'armatures

	A(cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{min} \leq A$
Travèe	9.24	1.8	Oui
Appuis	9.24	1.8	Oui

III.4.2.3.2. Armatures de répartition

Tableau III.37: Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.

	A $_{rép}$ = A /4(cm^2)	A $_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travèe	2.31	7HA8 = 3.52	15	45	Oui
Appuis	2.31	7HA8 = 3.52	15	45	Oui

III.4.2.3.3. Vérification à l'ELS

Tableau III.38: Vérification à l'E.L.S.

	A (cm^2)	M_{ser}(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	9.24	28.94	7.53	15	OUI
En appuis	9.24	-17.03	4.43	15	OUI

III.4.2.3.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.39: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant

Section	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
100 x 18	38.90	0.31	3.33	Oui

III.4.2.3.5. Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.40.

Tableau III.40: Vérification de la flèche de l'escalier.

Escalier			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-17.03		-17.03	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
100	18	4.84		28.94		9.24	0.00	8.2	9.7	Vérifiée

III.5.Calcul de la poutre palière

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.5.1.Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement de la poutre palière (Figure III.30) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.43 :

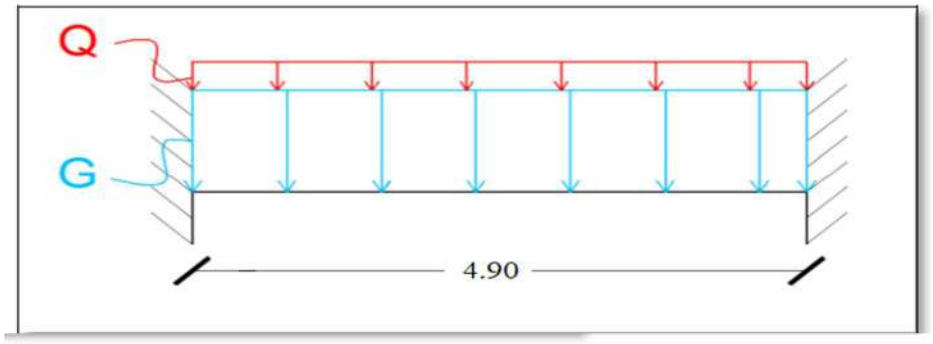


Figure III.30. Schéma statique équivalent de la poutre palière

L = 4.90m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \quad 32.66\ cm \leq h \leq 49\ cm$$

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

On adopte (b x h) = (30 x 35) cm^2

Vérification des prescriptions du RPA 99

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (cv)
- ✓ h = 35 cm ≥ 30 cm. (cv)
- ✓ h / b = 1.16 cm <4 cm. (cv)

III.5.1.1.Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: Gpp = 0.35 ×0.30×25=2.625kN/ml

R_{AG}= 13,35 kN/ml et R_{AQ} = 5,42 kN/ml

G = (Gpp+ 2.R_{AG})/ L⇒ G = 6.44 kN/ml

Q = 2.R_{AG} / L ⇒Q = 1.82 kN/ml

Donc : $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q \Rightarrow P_U$ = 11.42KN/ml.

P_{Ser}= G + Q ⇒P_{Ser} = 8.26KN/ml.

- **Calcul des efforts**

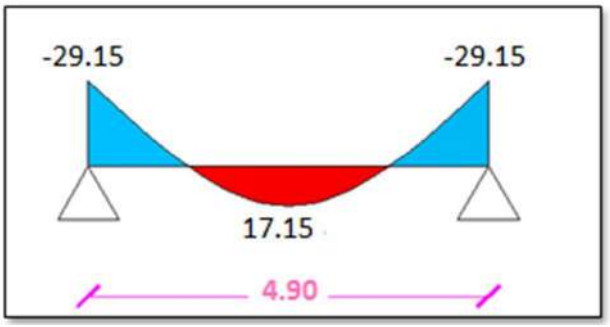


Figure III.31. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU

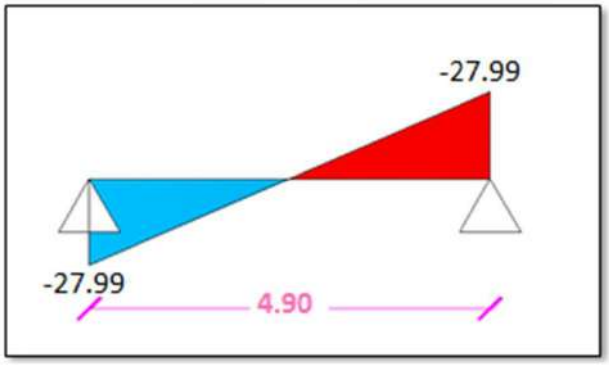


Figure III.32. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU

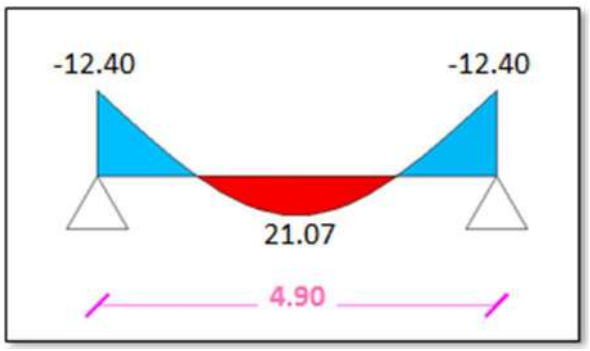


Figure III.33. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS

III.5.2. Calcul de ferraillage

III.5.2.1. Armatures longitudinales

Tableau III.41: Sollicitations de la poutre palière.

Position	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	-29.15	1.55	3HA12 = 3.39
En travée	17.15	2.67	3HA12 = 3.39

III.5.2.2. Armatures transversales (RPA99 v2003 Art.7.5.2.2)

Tableau III.42: Armatures transversales de la poutre palière

Espacement		Armatures	
Zone nodal (cm)	Zone courante (cm)	$\emptyset(mm)$	At (cm^2)
10	15	8	4HA8=2.01

III.5.2.3. Vérification à l'ELS

Tableau III.43: Vérification de la poutre palière à l'ELS

	A (cm^2)	M_{ser}(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.39	21.07	4.54	15	OUI
En appuis	3.39	-12.40	1.67	15	OUI

III.5.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.44: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Section	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
30 x 35	27.99	0.29	3.33	Oui

III.5.2.5. Vérification selon (RPA99 v2003 Art.7.5.2.1)

- $Amin = 0.5\%b.h$
- $Amax = 4\%b.h$ (Zone)

Tableau III.45: Vérification de la poutre palière de sous-sol selon le RPA99 v2003

	A(cm²)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	6.78	5.25	42	Oui
En appius	6.78			Oui

III.5.2.6. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire deuxième vérification n'est pas vérifier

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.071 \geq 0.062 \ c.\text{Vérifié} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.071 \geq 0.085 \ c.non \ \text{Vérifié} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0.0035 \leq 0.0105 \ c.\text{Vérifié} \end{cases}$$

Tableau III.46 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Escalier			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-12.40		-12.40	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	
100	18	4.90		21.07		3.39	3.39	2.6	9.8	Vérifiée

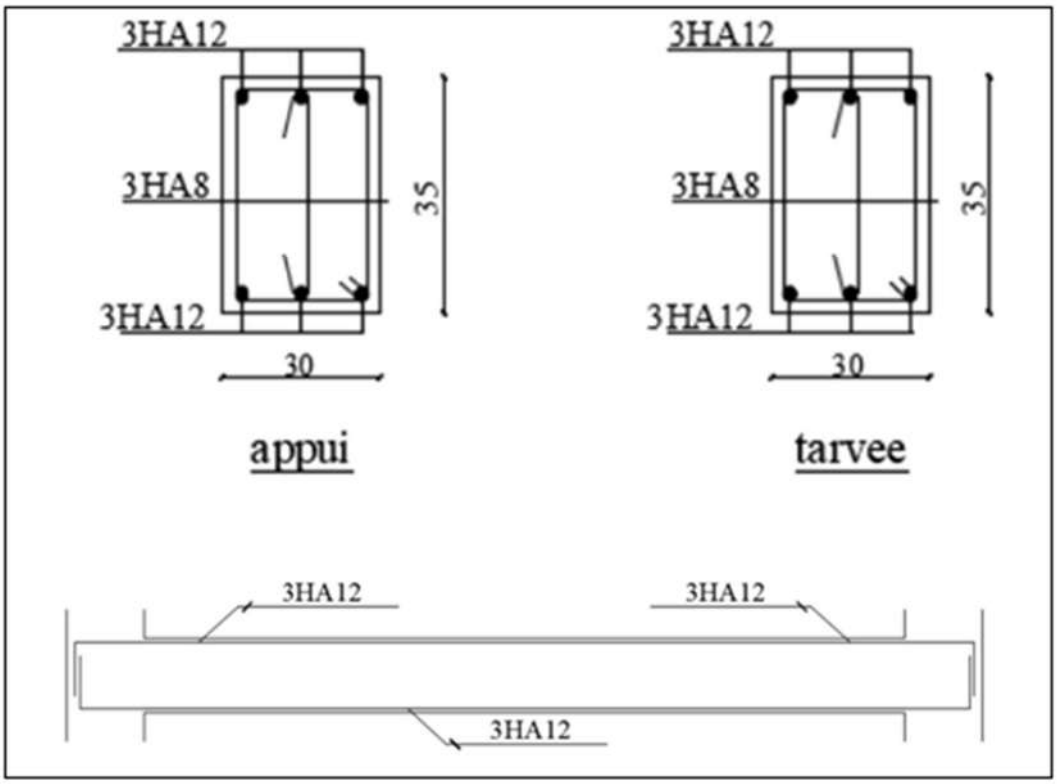


Figure III.34. Ferraillage de poutre palier

III.6. DALLE MACHINE

III.6.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface S=**3.61m^2.**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine).
- Dalle supportant la machine.
- Cabine d'ascenseur.

III.6.2.Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

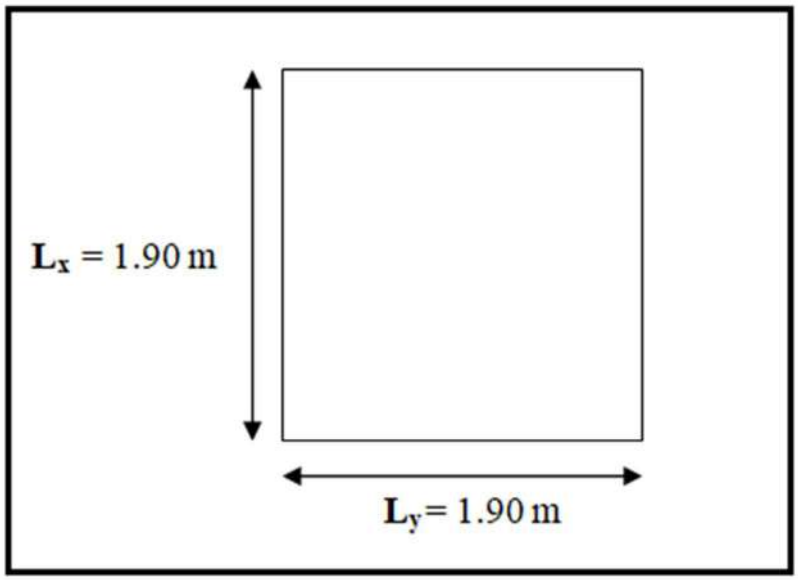


Figure III. 35. Dimensions de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Condition de résistance

$$\frac{L_x}{45} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{45} \leq ep \leq \frac{190}{40} \Rightarrow \ 4.22 \text{ cm } \leq e_p \leq 4.75\ cm$$

b. Condition de L'E N A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E N A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine, soit : $e \geq 25\ cm \Rightarrow$ on prend $\mathbf{e = 25\ cm}$

Fissuration préjudiciable, donc:

$\bar{\sigma s} = [⅔f\ ; 110\sqrt{ɲ.ftj}] = 201.63\text{Mpa}$

$\sigma\bar{b} = 0.6fc28 = 15\text{Mpa}$

III.6.2.1.Déterminations des charges permanentes et d'exploitations

- **Charges permanente**

Selon la dimension de notre dalle de la machine, le nombre de personnes autorisées est de huit ; nous aurons donc : Q = 0.75 x 8 = 6 KN

Le poids de l'ascenseur est composé du poids de tous les matériaux utilisés (câble de déplacement, générateur de moteur, rail de guidage, contre poids) lorsque nous prenons tous ces composants en considération ; nous constatons que :

G=30KN

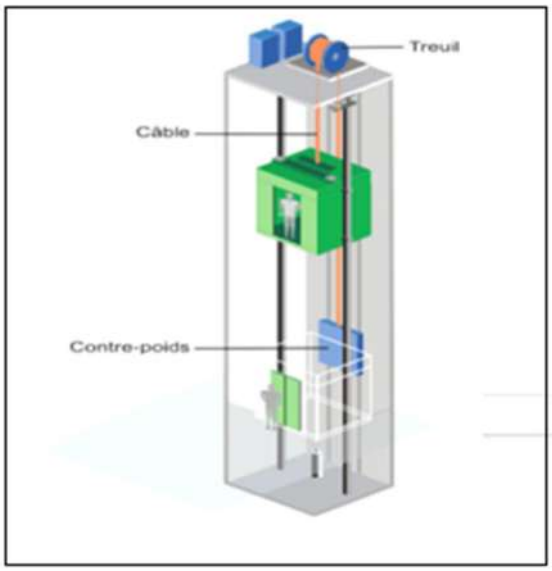


Figure III.36. . Ascenseur avec local machine.

III.6.2.1.1. Calcul des sollicitations à L'ELU

Tableau III.47 : les sollicitations à L'ELU.

Sens X	Sens-Y
Moment fléchissant	
M_{ty}= 2.39 [KN.m]	M_{tx}= 3.33 [KN.m]
M_{ay}= -13.02 [KN.m]	M_{ax}= -21.10 [KN.m]

III.6.3. Calcul des armatures longitudinales

III.6.3.1.Sens X

III.6.3.1.2.calcul de ferraillages à l'ELU

Tableau III.48: calcul du ferraillage à L'ELU.

DALLE		Sollicitation à L'ELU		Sections d'armatures Longitudinales choisies			
B	E	$M_{travée}$	M_{appui}	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	25	2.39	-13.02	2.70	0.00	0.00	2.70

III.6.3.1.3. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Section tendu: At min=0.10%*b*h (cm²) - CBA93 Art.B.6.4

Tableau III.49 : les armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Dalle			Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	E	A_{min}	$A_{s1choisi}$	$A_{s2choisi}$	$A'_{s1choisi}$	$A'_{s2choisi}$
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	25	2.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			15	15	15	15

III.6.3.2.Sens-Y

III.6.3.2.1.Calcul de ferraillage à L'ELU

Tableau III.50: Calcul du ferraillage à L'ELU

DALLE		Solicitation à L'ELU		Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	E	$M_{travée}$	M_{appui}	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	25	3.33	-21.10	2.7	0.00	0.00	2.74

III.6.3.2.2.Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Tableau III.51: les Armatures longitudinales choisis en travées et en appui.

Dalle			Sections d'armatures longitudinales choisies			
B	E	A_{min}	As1choisi	As2choisi	A's1choisi	A's2choisi
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	25	2.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			15	15	15	15

III.6.3.2.3. Vérification des contraintes à L'ELS -CBA93 Art.A.4.5.3

Tableau III.52:les sollicitations à L'ELS.

Sens X	Sens-Y
Moment fléchissant	
Mty= 1.70 [KN.m]	Mtx= 2.39 [KN.m]
May= -9.49 [KN.m]	Max= -15.47 [KN.m]

III.6.3.3.Sens X

Tableau III.53 : Vérification à L'ELS

Position	M (KN.m)	σb (Mpa)	σs (Mpa)	$[\sigma b]_{adm}$ (Mpa)	$[\sigma s]_{Adm}$ (Mpa)	Vérification
Travée	1.70	0.15	1.81	15	201	**Oui**
Appui	-9.49	0.84	10.11	15	201	**Oui**

III.6.3.4.Sens-Y

Tableau III.54 : Vérification à L'ELS

Position	M (KN.m)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	$[\sigma b]_{adm}$(Mpa)	$[\sigma s]$adm(Mpa)	Vérification
Travée	2.39	0.21	2.55	15	201	**Oui**
Appui	-15.47	1.37	16.48	15	201	**Oui**

III.6.3.5.Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU -CBA93 Art.A.5.1.2.1.1

Effort tranchant: **TX**= -38.53 KN

Ty= 38.62 KN

$\tau_{adm} = \frac{0.07\ Ft28}{\gamma b}$ _ **CBA93 Art. A3.2.2** ; Tu=$\frac{Tmax}{b*d}$

Tableau III. 55:Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU

DALLE		Vérification à L'ELU			
B	E	Tu max	Tu	$[Tu]_{adm}$	Vérification
[cm]	[cm]	[KN]	[Mpa]	[Mpa]	Oui/Non
100	25	-38.62	0.30	1.16	Oui

III.6.3.6. Vérification de la flèche à L'ELS

- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m…… CBA93 Art.6.5.3.
- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

Tableau III.56: Vérification de la flèche.

Escalier			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	21.10		-4.67	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
100	25	1.90		2.39		3.52	3.52	0.00	3.8	Vérifiée

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites

$\frac{h}{lx} \geq \frac{Mt}{20Mx}$ => 0.2 ≥ 0.1 c .v

$\frac{A}{bXd} \leq \frac{2}{fe}$ => 0.0023 ≤ 0.005 c. v

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

III.6.3.8. Vérification de non poinçonnement (C.B. A93)

$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{fcj}{\gamma b}$

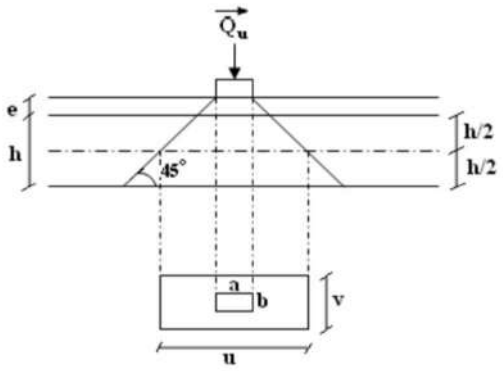
u= Max (p1, p2, p3, p4, p5, p6, p7) =84

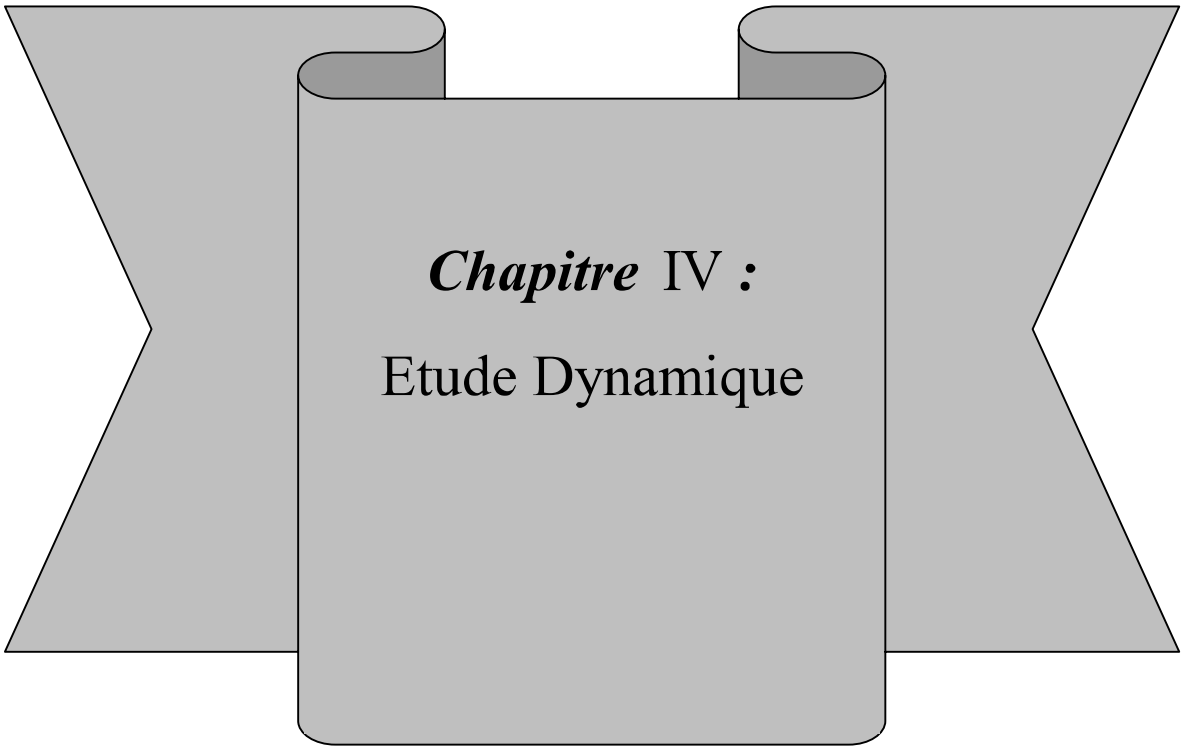
Uc = 2(U+V) , Uc = 2a+2b+4h+8e ; (a=b=e=0)

Uc =4h = 100cm

84 ≤ 205.43 cv

La condition de non poinçonnement est vérifiée.




Chapitre IV *:*
Etude Dynamique

IV.1.Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure

Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

W_i: Poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: Coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisagées portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y), R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox, oy" respectivement.

IV.2.1.Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.1.1.Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.1.2.Les refends pleins (voiles plaines)

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenté la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E: module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie :**

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

IV.2.2.Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = | x_m - x_t | \\ e_y = | y_m - y_t | \end{cases}$

IV.2.2.1.Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

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

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

IV.3.Modélisation de la structure

IV.3.1.Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à **BOUMERDES**, zone III (sismicité élevée) selon la règles parasismiques algériennes(RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou08mpour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 36.18 m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2.Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, àcet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3.Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap2000v23.1.0) on a choisi une variante (Figure IV 1) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

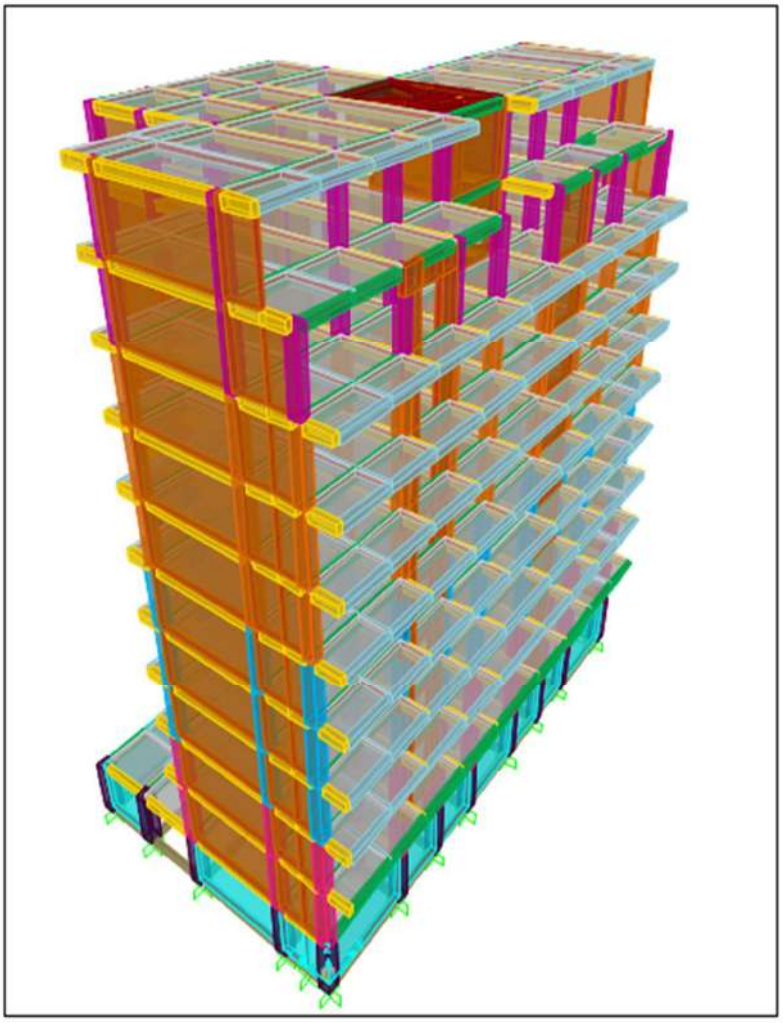


Figure IV.1.disposition des voiles (vue en 3D).

IV.3.4.Détermination du centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1)

Tableau IV.1: Centre de masse et centre de torsion.

Diaphragme N°	Niveau(m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G(m)	$\sum K_x(m^4)$	$\sum Ky(m^4)$	XR (m)	YR (m)
K_ DIAPH_ 3,24	3.24	10028.692	15.058	8.088	2.23E+004	6.99E+004	9.309	6.505
J_ DIAPH_ 7,02	7.02	7879.325	15.156	7.148	2.23E+004	6.99E+004	11.284	7.467
I_DIAPH_10,26	10.26	6815.544	14.259	6.411	2.23E+004	6.99E+004	11.582	7.428
H_DIAPH_13,50	13.50	6847.798	14.329	6.373	2.23E+004	6.99E+004	11.728	7.324
G_DIAPH_16,74	16.74	6847.798	14.329	6.373	2.23E+004	6.99E+004	11.827	7.215
F_DIAPH_19,98	19.98	6778.469	14.330	6.365	2.23E+004	6.99E+004	11.901	7.114
E_DIAPH_23,22	23.22	6710.775	14.329	6.355	2.23E+004	6.99E+004	11.960	7.022
D_DIAPH_26,46	26.46	6710.775	14.329	6.355	2.23E+004	6.99E+004	12.010	6.939
C_DIAPH_29,70	29.70	6647.474	14.330	6.348	2.23E+004	6.99E+004	12.052	6.866
B_DIAPH_32,94	32.94	581.140	14.212	7.212	2.23E+004	6.99E+004	12.087	6.806
A_DIAPH_36,18	36.18	4087.982	13.885	7.659	2.23E+004	6.99E+004	12.112	6.774

IV.3.4.1.Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 30.20m

Largeur du bâtiment = 16.90m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 4.53 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 2.54m

Tableau IV.2: Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3,24	5.749	4.53	Non	1.583	2.54	Oui
7,02	3.872	4.53	Oui	0.319	2.54	Oui
10,26	2.677	4.53	Oui	1.017	2.54	Oui
13,50	2.601	4.53	Oui	0.951	2.54	Oui
16,74	2.502	4.53	Oui	0.842	2.54	Oui
19,98	2.429	4.53	Oui	0.749	2.54	Oui
23,22	2.369	4.53	Oui	0.667	2.54	Oui
26,46	2.319	4.53	Oui	0.584	2.54	Oui
29,70	2.278	4.53	Oui	0.518	2.54	Oui
32.94	2.125	4.53	Oui	0.406	2.54	Oui
36,18	1.773	4.53	Oui	0.885	2.54	Oui

Tant qu'il y a un niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

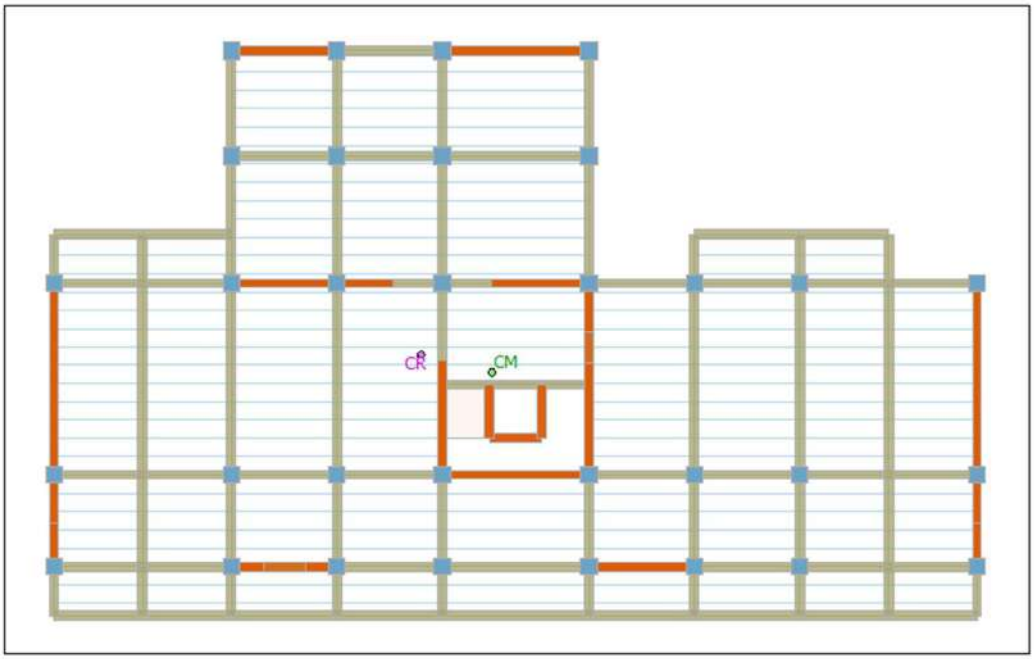


Figure IV.2. La disposition du centre de masse et centre de torsion

IV.3.Choix de la méthode de calcul

IV.3.1.Introduction

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 d'analyse modale spectrale.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v23.1.0 ».

IV.4.1.1.Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.1.1.1.Principe de la méthode

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

IV.4.1.1.2.Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v23.1.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.1.1.3.Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.1.1.4.Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0,25

IV.4.1.1.5.Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

IV.4.1.1.6.Coefficient de comportement R

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

Donc : R=3.5

Tableau IV.3 : Distribution des sollicitations suivant X.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges Verticales					Sollicitation dues aux charges Horizontales				
	Poids (KN)	Poteaux		Voiles		Effort T (KN)	Poteaux		Voiles	
		%	(KN)	%	(KN)		%	(KN)	%	(KN)
3,24	68236.72	54.36	40957.67	39.97	27279.05	9616.74	00	00	100	9616.74
7,02	57653.68	58.74	39715.50	31.11	17938.18	7807.47	00	00	100	7807.47
10,26	49555.26	62.00	33536.20	32.32	16019.06	7559.85	00	00	100	7559.85
13.50	43112.51	59.44	28324.37	34.30	14788.13	7492.63	00	00	100	7492.63
16.74	37259.21	62.77	24354.36	34.63	12904.84	7121.49	00	00	100	7121.49
19.98	32801.94	62.39	20466.79	37.60	12335.14	6637.51	00	00	100	6637.51
23.22	25370.09	65.36	15925.00	37.22	9445.09	5984.10	00	00	100	5984.10
26,46	20721.95	65.69	12317.48	40.55	8404.46	5196.04	00	00	100	5196.04
29,70	14155.05	67.67	8776.30	37.99	5378.74	4198.86	00	00	100	4198.86
32,94	8421.56	68.88	4947.44	41.25	3474.12	2965.34	00	00	100	2965.34
36,1	3536.87	60.02	1922.94	45.63	1613.93	1343.40	00	00	100	1343.40

Tableau IV.4 : Distribution des sollicitations suivant Y.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges Verticales					Sollicitation dues aux charges Horizontales				
	Poids (KN)	Poteaux		Voiles		Effort T (KN)	Poteaux		Voiles	
		%	(KN)	%	(KN)		%	(KN)	%	(KN)
3,24	60249.21	67.98	40957.67	32.02	19291.54	8720.69	00	00	100	8720.69
7,02	57631.92	68.91	39715.50	31.08	17916.42	8289.46	00	00	100	8289.46
10,26	49876.75	67.23	33536.20	32.76	16340.55	7609.60	00	00	100	7609.60
13.50	43210.08	65.55	28324.37	34.45	14885.71	7265.93	00	00	100	7265.93
16.74	37393.24	65.13	24354.36	34.87	13038.87	6797.73	00	00	100	6797.73
19.98	30237.83	67.68	20466.76	32.31	9771.04	6121.19	00	00	100	6121.19
23.22	25403.38	62.68	15925.00	37.31	9478.38	5554.33	00	00	100	5554.33
26,46	18866.40	65.28	12317.48	34.71	6548.91	4651.34	00	00	100	4651.34
29,70	14314.18	61.31	8776.30	38.68	5537.87	3777.19	00	00	100	3777.19
32,94	8641.48	57.25	4947.44	42.74	3694.04	2558.90	00	00	100	2558.90
36,1	3694.38	52.05	1922.94	47.95	1771.43	1172.12	00	00	100	1172.12

IV.4.1.1.7.Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.5: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.05		0.05	
Q	1.05		1.05	

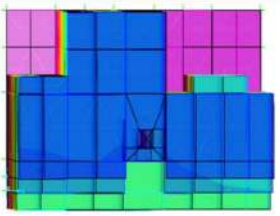
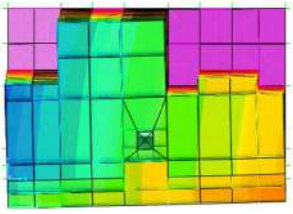
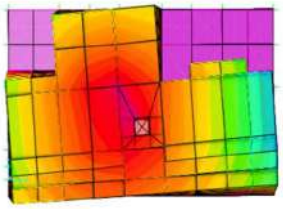
VI.4.1.1.8.Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.4.1.2.Analyse modale

IV.4.1.2.1.Comportement modal

Tableau IV.6: Le comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.738 s	Mode 2 / T2 = 0.569 s	Mode 3 / T3 = 0.411s
Période (s)	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	59.35	1.16	0.06
Suivant Y	1.30	58.36	2.92
Autour de Z	0.09	3.06	55.45
Graphique			
Comportment	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

IV.4.1.2.2.Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: RPA [Art4.3.4.a]

Tableau IV.7: Comportement des trois premiers modes.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.738	0.738	59.347	1.305	0.09
2	0.569	1.307	60.504	59.664	3.152
3	0.411	60.566	60.566	62.582	58.604
4	0.16	1,426	78.396	62.719	58.616
5	0,153	1,545	78.64	62.913	58.772
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
130	0.06	6,320	85.754	91.289	79.989
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
249	0.031		90.75	95.413	88.033
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
278	0.028		91.991	97.164	91.227

Commentaries:

La structure est dissipée plus de 90% de l'énergie stocke ou **249** modes suivant l'axe Y. et **130** modes suivant l'axe X et **278** modes auteur de l'axe Z

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 278 mode avec un temps égale à « T=13.041 sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

IV.4.1.3.Analyse statique et dynamique

IV.4.1.3.1.Stabilité de la structure

a)Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 « Art4.3.6 »)

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 :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

➢ **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 ») :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \ge 3\,sec \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow T_2 = 0{,}50sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = \frac{0{,}09 \times 36.18}{\sqrt{30.20}} = 0.592 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 36.18}{\sqrt{16.90}} = 0.792$$

$$\Rightarrow D_x = 1.965 \quad , \quad D_y = 1.622$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.05$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = G_i + \beta_1 Q + \beta_2 Q \, , \beta_1 = 0{,}2 \, , \beta_2 = 0{,}6$$

$$\Rightarrow W = 75170.771\ kN$$

✓ On représente les résultats dans le tableau VI.7

Tableau IV.8: Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0 .25	1.965	1.622	1.05	1.05	3.5	75170.771	11125.274	9621.859

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.23.1.0 » sont :

$$V_{tx} = 9510.220kN \quad , \quad V_{ty} = 8961.809kN$$

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$
Sens X	11125.274	9510.220	0.855	CV
Sens-Y	9621.859	8961.809	0.931	CV

a) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} (V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0,07\ T\ V_t \leq 0,25V_t & \text{Si: } T \geq 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0,7\ sec \end{cases}$$

Avec :

$$T_x = 0.592 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0.792 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

Tableau IV.10: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

h_i (m)	W_i (kN)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{Rxi} (kN.m)	M_{Ryi} (kN.m)	M_{Sxi} (kN.m)	M_{Syi} (kN.m)
36.18	4087.98	973.29	917.16	35213.49	33182.88	56782.04	31313.93
32.94	5816.14	1260.73	1188.03	41528.38	39133.63	82647.35	41934.37
29.70	6647.47	1299.20	1224.28	38586.22	36361.13	95258.25	42211.43
26.46	6710.77	1168.49	1101.11	30918.26	29135.35	96165.33	42680.50
23.22	6710.77	1025.41	966.28	23810.02	22437.01	961165.33	42680.50
19.98	4922,34	891.23	839.84	17806.77	16779.94	96165.33	43111.07
16.74	4983,63	754.34	710.84	12627.71	11899.53	97135.48	43620.49
13.50	6847.80	608.34	573.26	8212.61	7739.02	98128.97	43620.49
10.26	6815.54	460.16	433.63	4721.26	4449.01	97189.60	43687.61
7.02	7879.32	363.99	343.00	2555.21	2407.86	119450.49	56337.14
3.24	10028.69	213.82	201.49	692.78	652.83	151032.07	81132.10
Somme		/	/	216672.71	204178.190	1088083.89	51239.62

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{1088083.89}{216672.710} = 5.02 \geq 1{,}5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{512329.62}{204178.190} = 2.51 \geq 1{,}5 \quad \text{CV}$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

b) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e(m)	δ_x(cm)	R.δ_k(cm)	Δ_x(cm)	0.01.h (cm)	Vérification
36.18	3.24	3.795	13.283	1.425	3.24	Oui
32.94	3.24	3.388	11.858	1.557	3.24	Oui
29.70	3.24	2.943	10.301	1.575	3.24	Oui
26.46	3.24	2.493	8.726	1.575	3.24	Oui
23.22	3.24	2.043	7.151	1.537	3.24	Oui
19.98	3.24	1.604	5.614	1.459	3.24	Oui
16.74	3.24	1.187	4.155	1.337	3.24	Oui
13.50	3.24	0.805	2.818	1.152	3.24	Oui
10.26	3.24	0.476	1.666	0.917	3.24	Oui
7.02	3.78	0.214	0.749	0.665	3.78	Oui
3.24	3.24	0.024	0.084	0.084	3.24	Oui

Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(m)	δ_Y(cm)	R.δ_k(cm)	Δ_Y(cm)	0.01.h (cm)	Vérification
36.18	3.24	2.935	10.273	1.183	3.24	Oui
32.94	3.24	2.597	9.090	1.197	3.24	Oui
29.70	3.24	2.255	7.893	1.204	3.24	Oui
26.46	3.24	1.911	6.689	1.194	3.24	Oui
23.22	3.24	1.570	5.495	1.151	3.24	Oui
19.98	3.24	1.241	4.344	1.089	3.24	Oui
16.74	3.24	0.930	3.255	0.990	3.24	Oui
13.50	3.24	0.647	2.265	0.858	3.24	Oui
10.26	3.24	0.402	1.407	0.693	3.24	Oui
7.02	3.78	0.204	0.714	0.546	3.78	Oui
3.24	3.24	0.048	0.168	0.168	3.24	Oui

➢ **Commentaire :**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacementadmissibledans les deux directions.

c) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).

Les effets du 2^{éme} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'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$0.10<\theta_k\leq 0.20$, 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 θ_k>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
36.18	4087.980	1.42	1.18	973.29	917.16	324	0.018	0.016	Oui
32.94	5816.140	1.56	1.20	1260.73	1188.03	324	0.022	0.018	Oui
29.70	6647.470	1.58	1.20	1299.20	1224.28	324	0.025	0.020	Oui
26.46	6710.770	1.57	1.19	1168.49	1101.11	324	0.028	0.022	Oui
23.22	6710.770	1.54	1.16	1025.41	966.28	324	0.031	0.025	Oui
19.98	6778.470	1.46	1.09	891.23	839.84	324	0.034	0.027	Oui
16.74	6847.800	1.33	0.99	754.34	710.84	324	0.037	0.029	Oui
13.50	6847.800	1.16	0.85	608.34	573.26	324	0.040	0.031	Oui
10.26	6815.540	0.91	0.70	460.16	433.63	324	0.042	0.034	Oui
7.02	7879.320	0.67	0.54	363.99	343.00	378	0.038	0.033	Oui
3.24	10028.690	0.08	0.17	213.82	201.49	324	0.012	0.026	Oui

IV.4.1.4.Résistance des éléments

d) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.14: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×45	193.35	ELU	Fissuration préjudiciable	1.52	2.5	Oui
Poutres secondaires	30×40	188.19	ELU	Fissuration préjudiciable	1.67	2.5	Oui
Poutres palier	30×35	18.46	ELU	Fissuration préjudiciable	0.19	2.5	Oui
Longrines	30×35	9.73	ELU	Fissuration préjudiciable	0.1	2.5	Oui
Chainage	30×35	164.4	ELU	Fissuration peu préjudiciable	1.69	3.33	Oui

➢ **Commentaire :**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

- **Les poteaux**

Dans le système de contreventement (voile porteur) R=3.5 la forces sismique est t'absorbé uniquement par les voiles (Tv =100%) les efforts tranchant dans les poteaux est nul (Tp=0%).

Dans ce cas on doit revérifier le cisaillement des poteaux juste à l'état limite ultime.

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec :V_u: L'effort tranchant ; b : l'épaisseur de voile ;d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

Tableau IV.15: Vérification de cisaillement des voiles

Direction	B (cm)	L (m)	$\lvert V_{max} \rvert$ (kN)	Combinaison	τMax (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	30	1.85	1683.29	G+Q+Q1+Q2+Edx	4.718	5	Vérifiée
Suivant Y	30	3.75	3552.09	G+Q+Q1+Q2+Edy	4.912	5	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

➢ **Conclusion :**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales	30x45	**Voile de contreventement**		20xL
Poutres secondaires	30x40	**Poteau**	**Attique 1, Attique 2**	50x50
Poutres palier	30x35		**5émé, 6émé, 7éme étage**	55x55
			2émé, 3éme ,4emé étage	60x60
Poutre Chainage	30x35		**RDC ,1er**	65x65
Longrines	30x35		**Sous-sol**	70x70

Chapitre V:

Calcul des Elements Resistants

V.1.Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93**

✓ ELS (situation durable) : G + Q

✓ ELU : 1.35G + 1.5Q

✓ ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

✓ G+Q±E ; 0.8G ± E

V.2.Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires, chainage).

V.2.1.Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérenceF_eE400.

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres.

Elément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN.m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
P. principale	30x45	121.11	ELU	8.97	-148.83	ELU	11.30
P. secondaire	30x40	44.84	ELU	3.08	-82.54	ELU	5.83
P. chainage	30x35	107.03	ELU	10.99	-160.76	ELU	18.56

Tableau V.2: La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutre Principale	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	8.97	11.30	3HA16+2HA16=10.05	3HA16+3chapHA16= 12.06
Poutre secondaire	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	3.08	5.83	3HA12= 3.39	3HA12+3chap HA12=6.79
Poutre de chainage	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	10.99	18.56	3HA16 + 3ch HA16=12.06	6HA16+ 5chap HA16=22.12

V.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutre Principale	88.54	-105.58	6.66	201.63	80.69	8.96	201.63	112.88	15	201.63	Oui
Poutre secondaire	14.32	-30.40	5.24	201.63	56.09	1.5	19.67	19.67	15	400	Oui
Poutre de chainage	75.90	-113.98	9.84	201.63	119.41	14.97	201.63	158.50	15	400	Oui

Section minimale : $\begin{cases} A_{min} = 0{,}5\%\, b.h\ (cm^2) & \text{RPA2003 (Art. 7.5.2.1).} \\ \text{Section tendue: } A_{tmin} = 0{,}1\%\, b.h\ (cm^2) & \text{CBA93 (Art. B. 6.4).} \end{cases}$

V.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.4: Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres Principale	30X45	196.22	1.61	4.35	Oui
Poutre secondaire	30X40	43	0.4	4.35	Oui
Poutre de chainage	30X35	164.39	1.74	3.33	Oui

V.2.4.Vérification de la flèche à L'ELS – CBA93 Art. 6.5.3 :

Tableau V.5: Vérification de la flèche des poutres principales.

Poutre principales			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification $[f] \leq [f]_{adm}$
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{s2}	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-68.66		-13.37	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	45	6.30		88.54		10.05	12.06	6.5	11.3	Vérifiée

Tableau V.6: Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Poutre Secondaire			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification $[f] \leq [f]_{adm}$
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{s2}	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-21.33		-0.64	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	40	4.80		14.32		3.39	3.39	2.1	9.6	Vérifiée

Tableau V.7: Vérification de la flèche de chainage.

Chainage			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification $[f] \leq [f]_{adm}$
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{s2}	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-26.28		-26.28	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	35	6.3		17.38		12.06	6.03	8.5	11.3	Vérifiée

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

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

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0{,}9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0{,}4\ MPa \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2:

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_{l,}, 30cm\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau V.8: La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm^2)	$A_{t\,choisie}$ (cm^2)
		CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)		
			ZN	ZC				
P. principale	1.61	38.25	10	20	10	15	0,9	3Ø8 = 1.51
P. secondaire	0.40	33,75	15	30	15	20	1,35	3Ø8 = 1.51
P. chainage	1.74	29,25	7,5	15	10	15	0,675	3Ø8 = 1.51

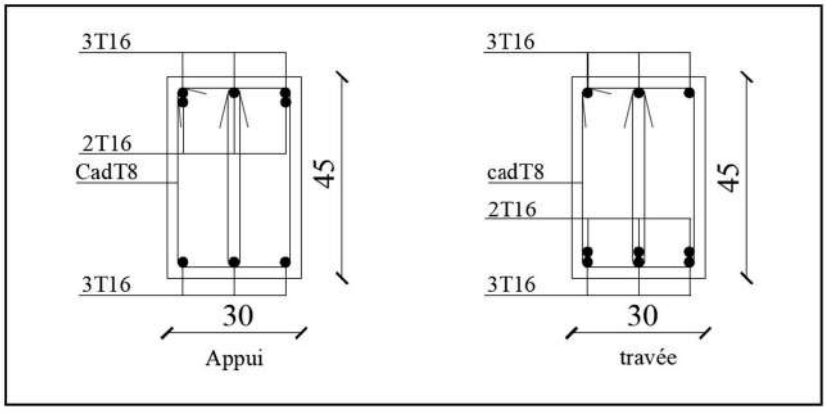


Figure V.1. Dessin de ferraillage des poutres principales.

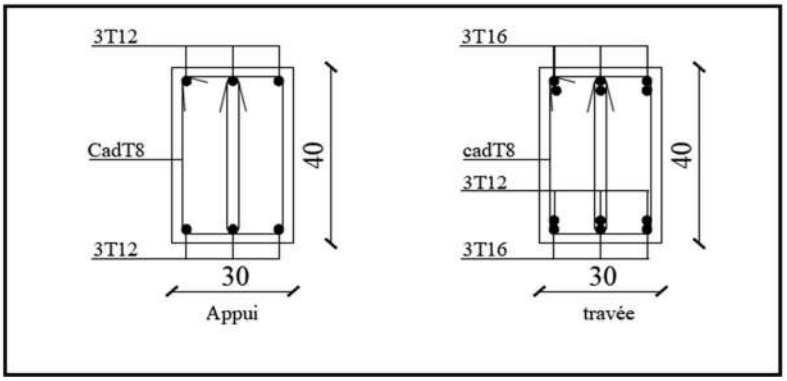


Figure V.2. Dessin de ferraillage des poutres secondaire.

V.3.Ferraillage des poteaux

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

Armatures longitudinales

V.3.1 .Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \qquad \text{(Zone courante)}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- ✓ La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60\text{cm}\right]$$

h_e : La hauteur d'étage.

V.3.2 .Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ✓ N_{max} et $M_{correspondant}$
- ✓ M_{max} et $N_{correspondent}$
- ✓ N_{min} et $M_{correspondent}$

Tableau V.9: La section d'armatures des poteaux.

Section de poteau	Cas	Combinaison	N(KN)	M_x	M_y	A min	A_{chois}
70x70	N_{max}---M_{corr}	ELU	3884.21	37.54	-44.09	44.1	24HA16 = 48.25
	M_{max}---N_{corr}	ELU	3884.21	37.54	-44.09	44.1	
	N_{min}---M_{corr}	ELU	2.51	20.39	-5.21	44.1	
65x65	N_{max}---M_{corr}	ELU	3319.34	20	13.75	38.03	20HA16 = 41.11
	M_{max}---N_{corr}	ELU	231.93	18.60	73.36	38.03	
	N_{min}---M_{corr}	ELU	133.15	24.32	19.84	38.03	
60x60	N_{max}---M_{corr}	ELU	2648.47	6.84	-56.43	32.4	4HA16+ 16HA14 =32.67
	M_{max}---N_{corr}	ELU	2079.19	-56.74	46.79	32.4	
	N_{min}—M_{corr}	ELU	1254.66	23.40	0.91	32.4	
55x55	N_{max}---M_{corr}	ELU	1566.12	8.84	-54.96	27.23	20HA14 =30.79
	M_{max}---N_{corr}	ELU	1267.81	-62.94	43.00	27.23	
	N_{min}—M_{corr}	ELU	7.35.45	13.42	-54.96	27.23	
50x50	N_{max}---M_{corr}	ELU	590.38	-60.82	-48.21	22.5	16HA14 = 24.63
	M_{max}---N_{corr}	ELU	547.28	-66.03	36.85	22.5	
	N_{min}—M_{corr}	ELU	-36.07	-10.30	-13.66	22.5	

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.10: Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Cas	N(KN)	M_X	M_Y	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Verifies
70x70	N_{max}—M_{cors}	2831.22	26.85	-31.30	5.94	0	87.14	15	201.63	Oui
	M_{max}—N_{cors}	2831.22	26.85	-31.30	5.94	0	87.14	15	201.63	Oui
	N_{min}—M_{cors}	1.67	14.80	-3.80	0.46	14.34	5.38	15	201.63	Oui
65x65	N_{max}—M_{cors}	2427.89	13.67	9.85	5.52	0	81.66	15	201.63	Oui
	M_{max}—N_{cors}	168.75	13.55	52.61	2.02	26.80	25.60	15	201.63	Oui
	N_{min}—M_{cors}	97.31	17.51	14.42	0.92	8.36	12.06	15	201.63	Oui
60x60	N_{max}—M_{cors}	1939.19	4.11	-41.41	5.69	0	82.62	15	201.63	Oui
	M_{max}—N_{cors}	1519.27	-41.32	34.02	5.36	0	76.01	15	201.63	Oui
	N_{min}—M_{cors}	921.38	17.09	0.60	2.75	0	40.14	15	201.63	Oui
55x55	N_{max}—M_{cors}	1146.75	5.84	-40.17	4.71	0	66.77	15	201.63	Oui
	M_{max}—N_{cors}	926.77	-45.73	31.30	4.98	0	68.42	15	201.63	Oui
	N_{min}—M_{cors}	539.45	-9.64	-5.88	2.03	0	29.17	15	201.63	Oui
50x50	N_{max}—M_{cors}	1146.75	5.84	-40.17	5.91	0	82.96	15	201.63	Oui
	M_{max}—N_{cors}	926.77	-45.73	31.30	6.35	0	85.98	15	201.63	Oui
	N_{min}—M_{cors}	539.45	-9.64	-5.88	2.53	0	36.03	15	201.63	Oui

V.3.4.Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est Donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. Et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée : $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t:Section d'armatures transversales.

B:Largeur de la section droite.

H:Hauteur de la section droite.

S_t:Espacement des armatures transversales.

On prend f_e=235MPa.

On a $\emptyset_l$min = 1,2 cm

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :**

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 Si : $\lambda \geq 5$

3.75 Si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

T : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.\,b_1} \geq 0{,}3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.\,b_1} \geq 0{,}8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

$$\lambda > 5 \; pour \; tous \; les \; poteaux \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$$

Tableau V.11: La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	S_t RPA	A_{tChoix} (cm²)
Sous-sol	70× 70	Courante	15	4Ø8 = 2,01
		Nodale	10	4Ø8 = 2,01
RDC +1er	65× 65	Courante	15	4Ø8 = 2,01
		Nodale	10	4Ø8 = 2,01
2éme+3éme +4éme	60× 60	Courante	15	4Ø8 = 2,01
		Nodale	10	4Ø8 = 2,01
5éme +6éme+7éme	55× 55	Courante	15	4Ø8 = 2,01
		Nodale	10	8 = 2,01
Attique 1 +Attique 2	50 × 50	Courante	15	4Ø8 = 2,01
		Nodale	10	4Ø8 = 2,01

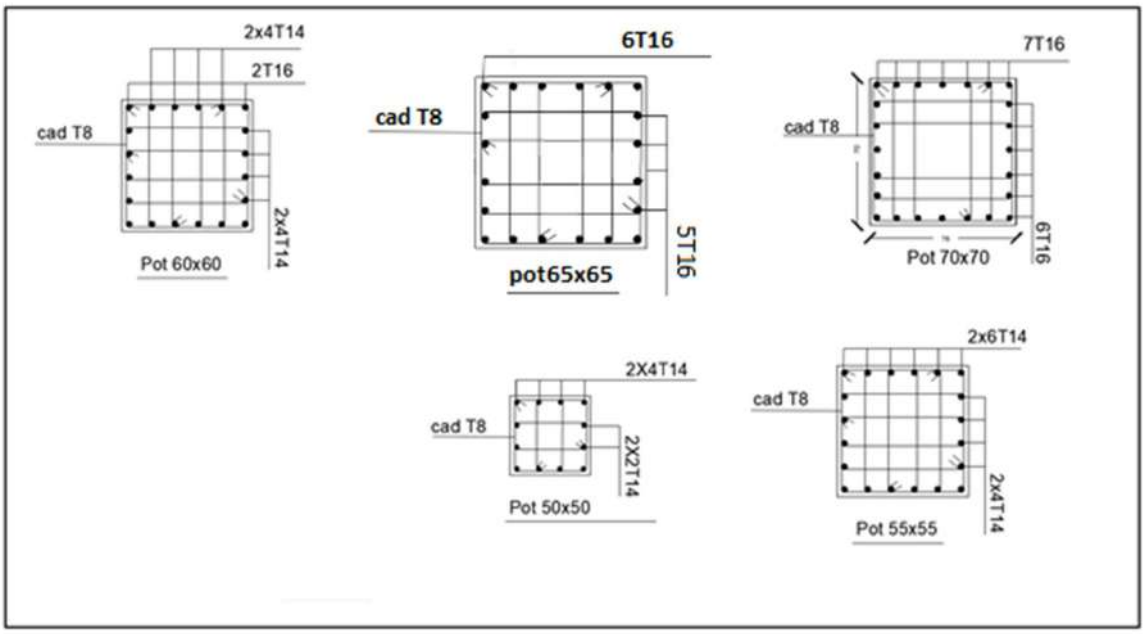


Figure V.3. Dessin de ferraillage des Poteaux.

V.4.Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir 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.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien traction/compression.

V.4.1.Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1.Calcul d'armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillages.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_tB_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_cB_c$: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux **suivant :**

Tableau V.12: La section calculée d'armatures verticales des voiles

	La section [cm²]	Combination	N(KN)	M (KN.m)	T (KN)	A_{cal}(cm)	A_{min} RPA(cm²)
x	610x 30	ACC	1235.435	12110.336	1950.704	39.03	3.66
	165x30	ACC	-451.785	-684.370	-539.215	19.77	7.43
y	760x30	ACC	-1153.366	-9972.899	-2041.823	54.32	34.2
	430x30	ACC	615.736	-2978.046	-1033.363	10.73	19.35

Tableau V.13: La section choisie d'armatures verticales des voiles.

	Zone nodal			Zone courante		
	$A_{adopt}(cm^2)$	$A_{nodal}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$A_{adopt}(cm^2)$	$A_{courante\ choisie}\ (cm^2)$	St (cm)
X	39.03	2x (10HA16)=40.19	6	18.30	2x (20HA8)= 20.10	12
	19.77	2x (6HA16)=24.12	10	4.95	2x (3HA12)=6.78	20
Y	54.32	2x (19HA14)=58.50	10	22.80	2x (19HA10)=29.83	20
	10.73	2x (4HA14)=12.31	10	12.90	2x (17HA8)=17.08	20

V.4.1.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.14 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Direction	S cm²	N Kn	M kN.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	Vérification
X	610x30	2451.914	282.683	3.08	0.00	44.36	Oui
	165x30	357,35	7,933	1,07	0,00	15,98	Oui
Y	760x30	3643.615	495.876	4.55	0.00	64.41	Oui
	430x30	2017.991	80.960	2.50	0.00	37.05	Oui

V.4.1.1.2.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V.15: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

	S (cm²)	T (kN)	τMPa	$\bar{\tau}$MPa	Vérification
X	610x30	1950.70	1.07	5	Oui
	165x30	539.215	1.09	5	Oui
Y	760x30	2041.823	0.90	5	Oui
	430x30	1033.363	0.80	5	Oui

V.4.1.2.Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$Tapez une équation ici.

Tableau V.16: La section d'armatures horizontales des voiles.

Direction	section [cm²]	h_e (m)	A (cm)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
X	610x30	2.79	30	20	2x (14HA8)=14.07
	165x30	2.79	30	20	2x (14HA8)=14.07
Y	760x30	2.79	30	20	2x (14HA8)=14.07
	430x30	2.79	30	20	2x (14HA8)=14.07

V.4.1.3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40.\emptyset_{max}$ en zone III.

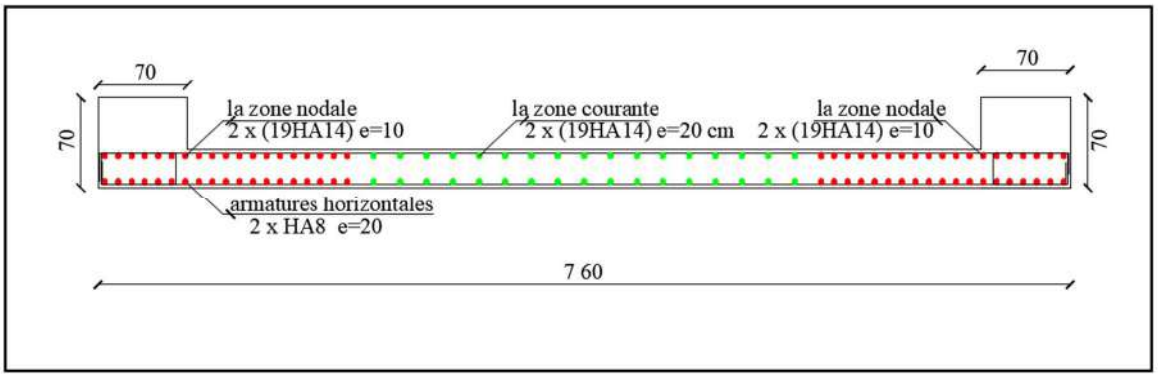


Figure V.4. Ferraillage de voile plein.

V.4.2.Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.3 .Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinauxA_l.
- ✓ Des aciers transversauxA_t.
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & linteau\ long \\ \lambda < 1 & linteau\ court \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj}moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

V.4.4.Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003« Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \ (b \times h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$

$$\text{Pour : } \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.17: Choix de la méthode de calcul.

Linteau	e (m)	L (m)	h (m)	T (kN)	M (MPa)	τ_b (MPa)	$0,06f_{c28}$	$\tau \leq 0,06f_{c28}$	Choix de la méthode
X	30	1.4	1.58	-1223	-829.76	4.01	1.5	**Non**	**Traction/Compression**
Y	30	1.0	1.58	-1064.56	-540.51	3.49	1.5	**Non**	**Traction/Compression**

Traction/Compression

Tableau V.18: La section choisie d'armatures des linteaux.

	Armatures Diagonales		Armatures longitudinales	Armatures transversales	Armatures de peau	
Direction	$A_{D\,cal}$ (cm^2)	A_{Dch} (cm^2)	A_l (cm^2)	A_t(cm^2)	A_c(cm^2)	S (cm)
X	20.11	2x4HA20=25.12	2x2HA16=8.04	2HA10=1.57	2x7HA10=10.99	15
Y	15.53	2x4HA16=16,08	2x2HA16=8.04	2HA10=1.57	2x8HA10=12.56	15

Flexion simple

Tableau V.19: La Section d'armatures des linteaux section

Direction	Armatures longitudinal				Armatures transversals				Armatures de peau		
	M (kN.m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	Λ	S (cm)	T (kN.m)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S (cm)	A_c (cm^2)	$A_{c\,ch}$ (cm^2)
X	177.70	1.40	6.28	2x2HA16 =8.04	1.34	10	263.79	2HA8=1.00	15	6.24	2x4HA10 =6.28
Y	-116.70	1.04	4.13	2x2HA12 =4.52	0.96	10	283.79	2HA8=1.00	15	6.24	2x4HA10 =6.28

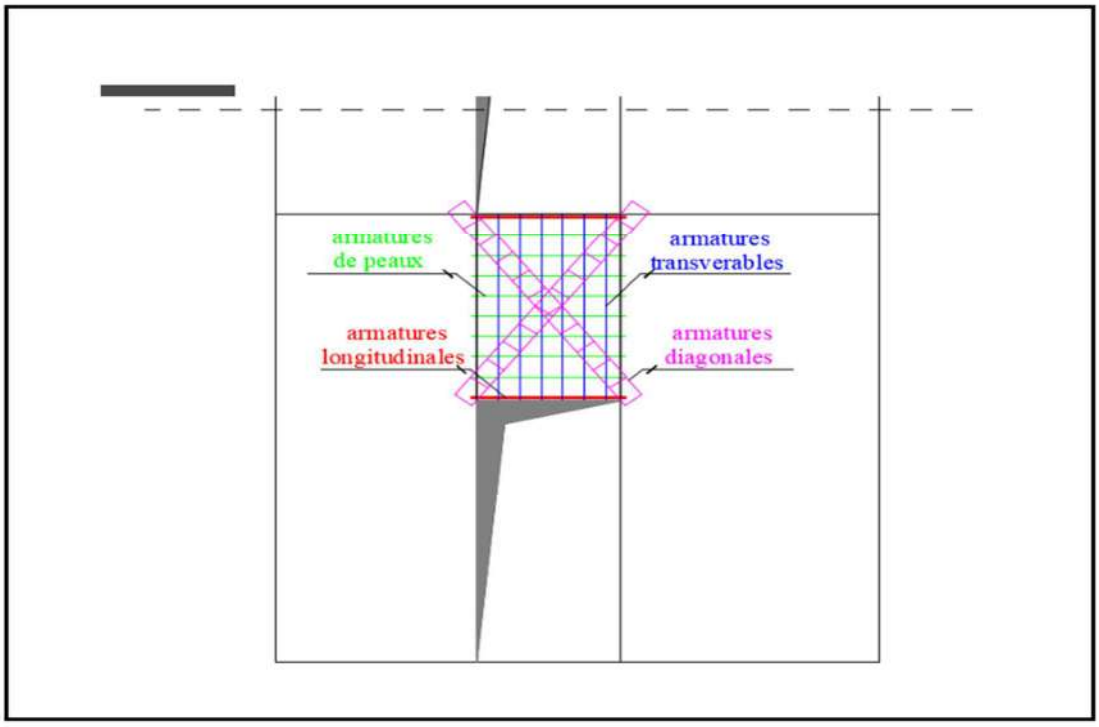


Figure V .5. La Section d'armatures d'un linteau.

Chapitre VI :

Calcul des

Fondations

VI.1.Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façonà assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 .Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2.00 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0{,}5\ bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.4 .Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1. Semelle isolée sous poteaux

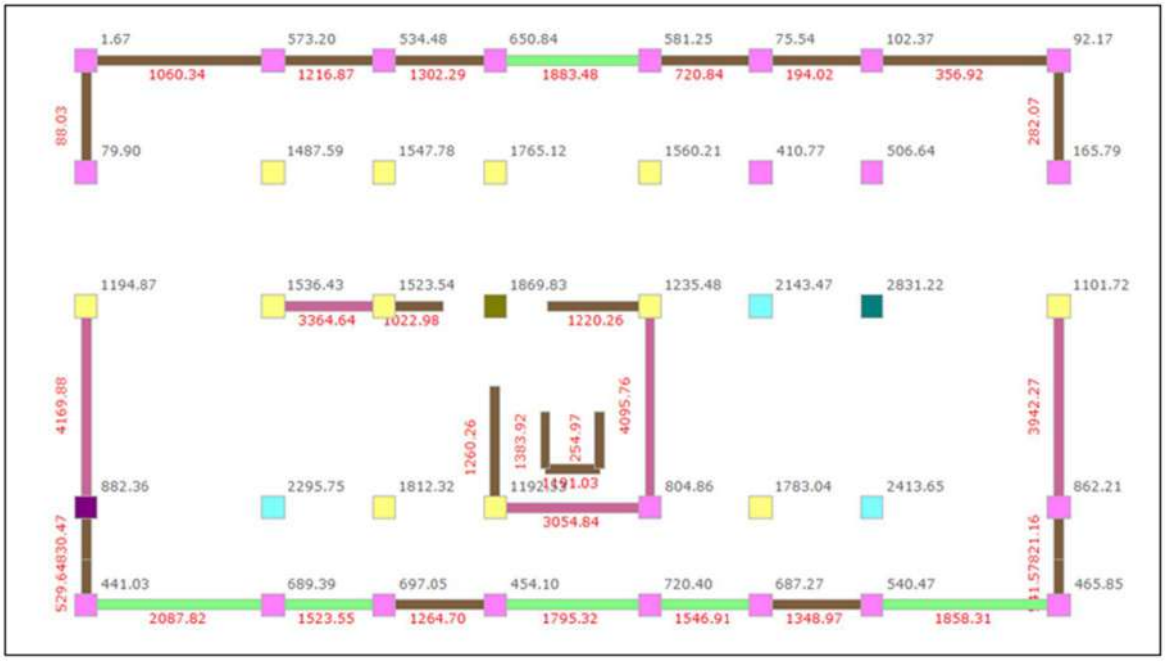


Figure VI.1 . Les efforts a la base dans la structure.

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximaleσ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égaleàla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

Données

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5\text{bar} = 0{,}25\text{MPa} \quad , \quad a = b = 70\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

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

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	2831.22	26.85	-31.30	3.37	3.37	3.50	3.50	70
S2	1869.83	17.43	2.07	2.73	2.73	2.90	2.90	55
S3	882.36	4.18	-17.43	1.88	1.88	2.00	2.00	35

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

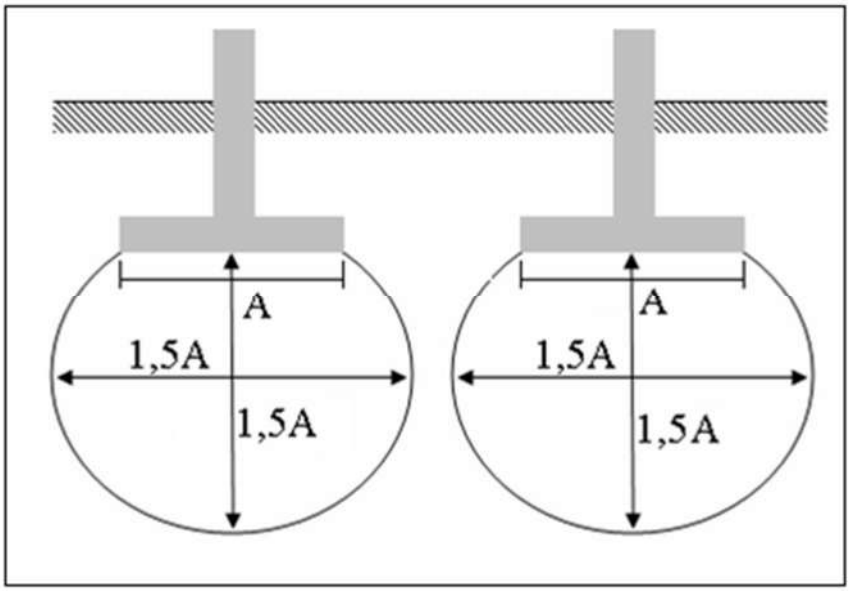


Figure VI.2. Les bulles de pression sous la semelle

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Tableau VI.2 : Vérification du chevauchement

Direction	A (m)	A′(m)	$\frac{1,5}{2}(A + A')$	L (m)	$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$
Suivant X	3.50	2.00	4.12	5.80	Non Vèrifiée
Suivant Y	3.50	2.90	4.80	3.45	Non Vèrifiée

Le Figure suivantprésentéles interférences entre les bulles de pression(chevauchement)

Dans la figure suivante:

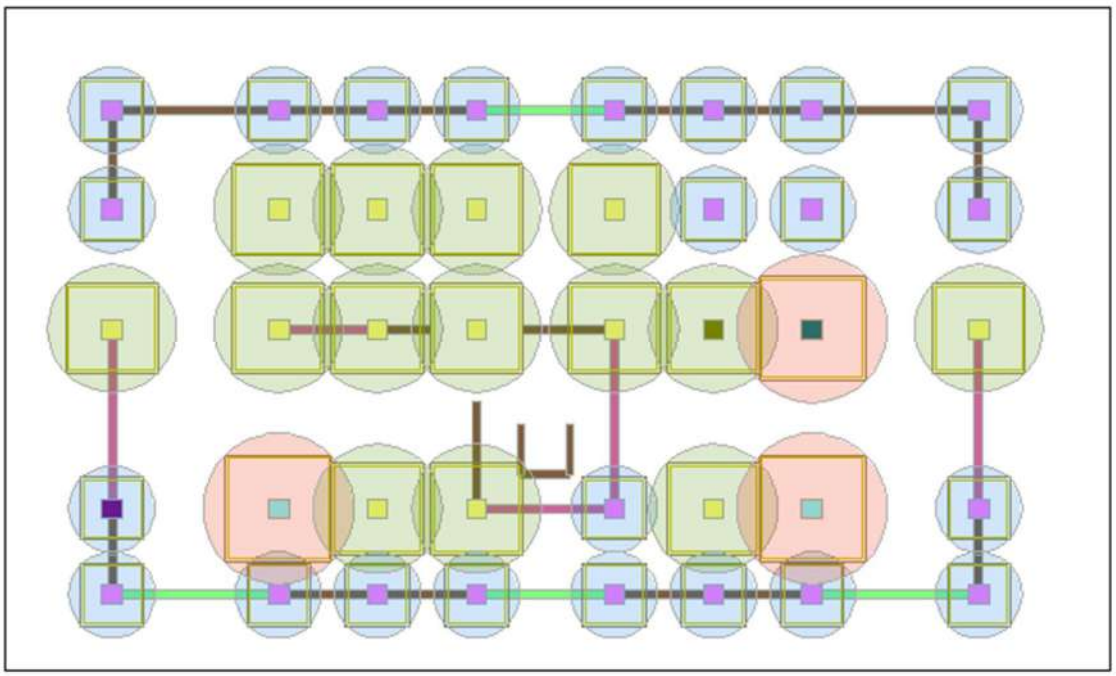


Figure VI.3. Chevauchement des bulles de pression sous la semelle

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression dessemelles, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante

On a deux cas des semelles filantes :

-Semelle filante sous unvoile.

-Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

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.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se faitsur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec :

d_G: Débord gauche de la semelle isolée

d_D: Débord droite de la semelle isolée

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

Direction	Semelle	L (m)	$\sum N_{ser}$ (kN)	B(m)	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(m)$	σ(MPa)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
X	SF1	33.10	12326.18	2.48	2.40	50	1.68	2.50	Vérifiée
	SF2	32.2	9078.22	3.03	2.30	45	1.34	2.50	Vérifiée
	SF3	32.2	13773.39	1.66	2.20	45	2.06	2.50	Vérifiée
	SF4	32.2	3761.92	2.66	2.40	50	1.63	2.50	Vérifiée
	SF5	32.2	8040.54	1.61	2.00	40	1.35	2.50	Vérifiée
Y	SF1	18.9	6930.96	0.61	2.00	40	1.93	2.50	Vérifiée
	SF2	8.75	5115.93	2.22	2.50	50	2.46	2.50	Vérifiée
	SF3	9.20	2791.45	2.73	2.50	50	1.34	2.50	Vérifiée
	SF4	18.90	6917.95	0.36	1.70	30	2.23	2.50	Vérifiée

Après le dimensionnement de toute les semelles filantes on a regroupé les semelles des groupes par rapport leur dimension les plus proche soient sous un voile ou bien sous plusieurs poteaux pour calcul le ferraillage.

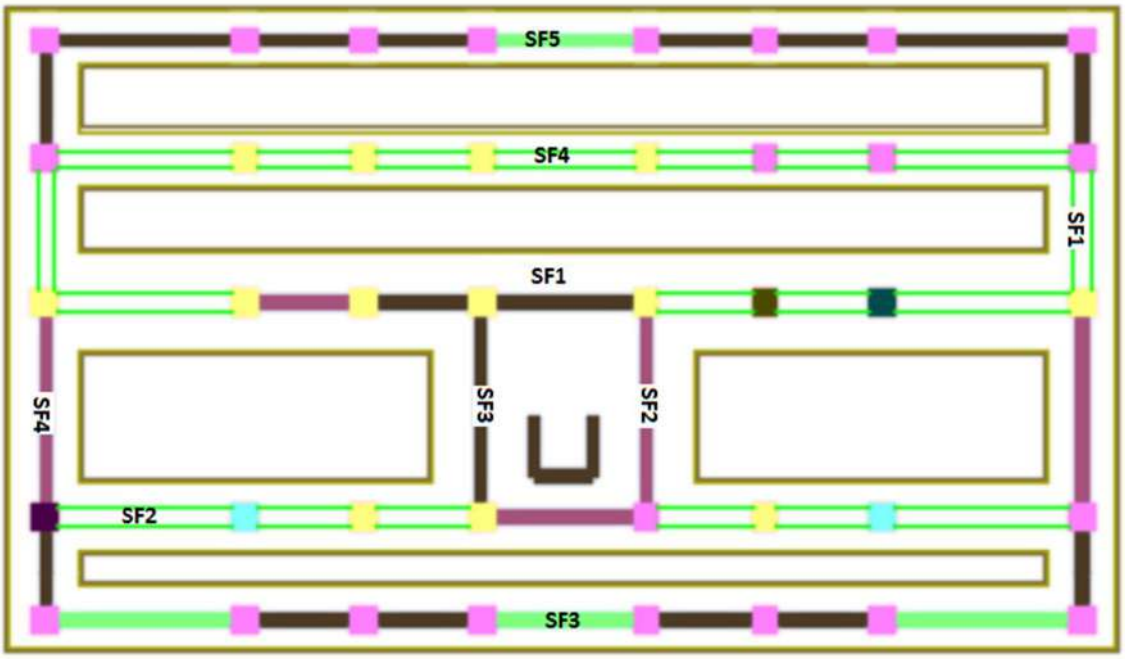


Figure VI.4. Les dimensions finales des semelles filantes

Tableau VI.4: Les Sections choisie et calculée des semelles filantes

Direction	Semelle	N_u (KN.m)	M_u (KN.m)	Abcal (cm^2)	Ab.adopte (cm^2)	Stb (cm)	Aa.récal((cm^2)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	Sta (cm)
X	SF1	2836.75	-7.27	39.96	38HA12=44.11	10	1.13	8HA12=9.05	20
	SF2	2283.17	10.44	27.95	26HA12=29.41	15	3.77	8HA12=9.05	20
	SF3	1755.86	-1.59	19.41	22HA12= 24.88	20	1.74	5HA12=5.65	20
	SF4	475.02	-60.02	9.28	10HA12=11.31	10	3.95	7HA12=7.92	20
	SF5	557.36	-17.27	9.42	10HA12=11.31	10	1.97	20HA12=22.62	20
Y	SF1	1642.58	-72.22	15.35	10HA14=15.39	10	3.39	10HA12=11.31	20
	SF2	948.98	-64.48	8.44	10HA12=11.31	10	3.95	13HA12=14.70	20
	SF3	708.64	8.79	12.51	10HA14=15.39	10	7.69	10HA12=11.31	20
	SF4	856.80	28.73	15.34	10HA14=15.39	10	7.69	10HA12=11.31	20

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.2.2. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastiquequi prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$\Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.\,k.\,L_{max}{}^4}{E}}$$ Tapez une équation ici.

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);

L : La plus grande travée dans la fille;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3);

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p{}^3}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.5: Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} (cm)	$h_{pcalculé}$ (cm)	$h_{padopté}$ (cm)	b_p (cm)
	4.63	65.8	70	120

- ✓ Donc la section de la poutre de libage : 70x120 cm².

VI.4.2.3. Calcul de Ferraillage

VI.4.2.3.1.Semelle filante Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelleest fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillaged'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B.

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Toutau long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.6: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF2	901.83	204.15	0.23	40	Diagramme trapezoidal

➢ **Remarque** :

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.7: Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF4	901.83	204.15	1	2.40	12.70	10HA14=15.39	10

a) Armature de repartitions

$A_{a,rép} = (15.39x2.4)/4 = 9.23\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 16HA12 = 18.10cm$,St=15cm

VI.4.2.3.2.Semelle filante Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement :**

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a

Tableau VI.8: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF4	3884.99	-44.09	-0.01	40	Diagramme trapezoidal

Remarque

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU.

b) Armatures principales

Tableau VI.9: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée/ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF1	3884.99	-44.09	4.63	2.40	66.61	47HA14=72.35	10HA14=15.39	10

c) Armature de repartitions

$-A_{a,rép} = (15.39 \times 2{,}4)/4 = 9.23 cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 12HA12 = 13.57\ cm^2$

-Espacement de 15 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette chargesera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S1-F1	33.10	26053.36	563.76	23.92	490.16	438.48	2.31	1.72	554.4	412.8

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.11:Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
1747.01	1314.94	1914.94	1302.45	980.34

d) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.12: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF1	Travée	1314.94	34.05	0.00	12HA20=37.70
	Appuis	-1747.01	46.12	0.00	18HA20=56.55

e) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201.63MPa

Tableau VI.3: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF1	Travée	980.34	37.70	18.85	6.42	201.63	87.62	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-1302.45	18.85	56.55	8.53	201.63	116.41		

VI.4.2.3.3.Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

On doit vérifier $\leq \overline{\tau}$

$$\overline{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1914.94 \times 1000}{700 \times 1197} = 2.28\text{MPa} < \overline{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	H cm	T Kn	τ MPa	ZN Cm	ZC Cm	Φ Mm	At cm^2
70	120	1914.94	2.28	10	20	8	6HA8= 3.02

Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2/ml$ posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1.2 = 3.6\ cm^2, \text{donc on adopte } 4HA12 = 4.52\ cm^2$$

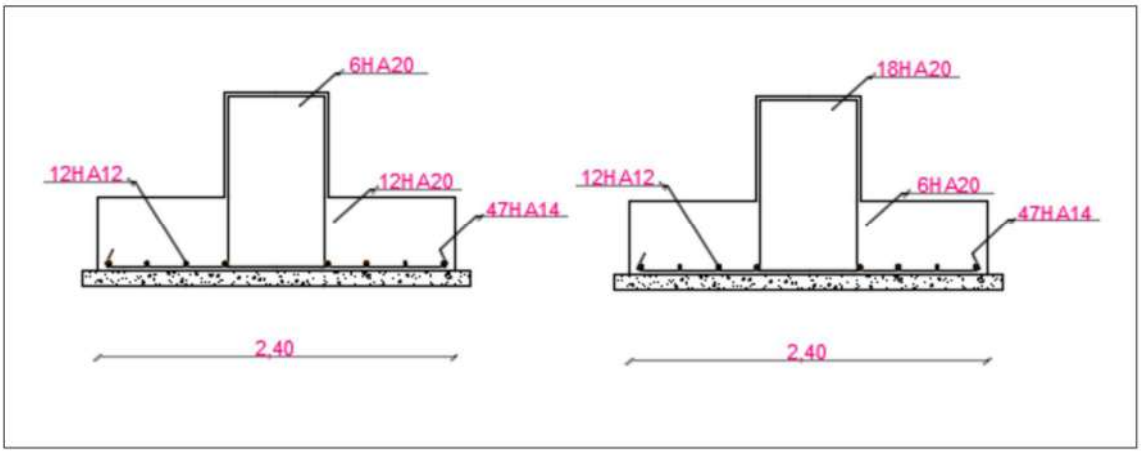


Figure VI.5. Le ferraillage des semelles la poutre de libage.

VI.4.3.Ferraillage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003

- ✓ Les points d'appuis 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'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

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 des points d'appuis solidarisés.

$$\text{La section choisie} : 30 \times 35\ cm^2 \quad ; \quad \alpha = 12\ (\text{Zone III, S3})$$

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.4.3.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F_u (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 35	4134.02	413.4	11.88	8HA14=12.32	1.05	6.30	Vérifiée

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art. a.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau VI.16: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×35	3013.79	301.38	12.32	195.83	201.63	Oui

➢ **Commentaire :**

Les contraintes normales de traction sont justifiées suffisante.

VI.4.3.3 .Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement CBA 93.art.A.5.1.2.1.1

Tableau VI.17:Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement

Elément	Section	V_{max}(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Longrines	30x35	9.73	0.00	2.5	Vérifiée

VI.4.3.3.1. Calcul des armatures transversals

Tableau VI.18: Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
14	4.66	8	3HA8=1.51	18	15

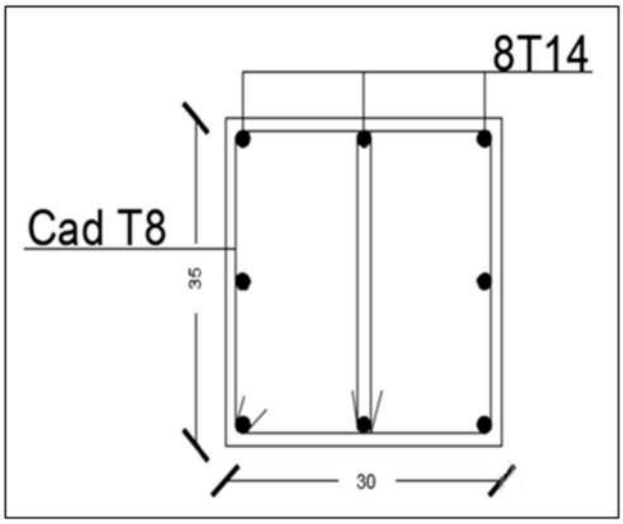
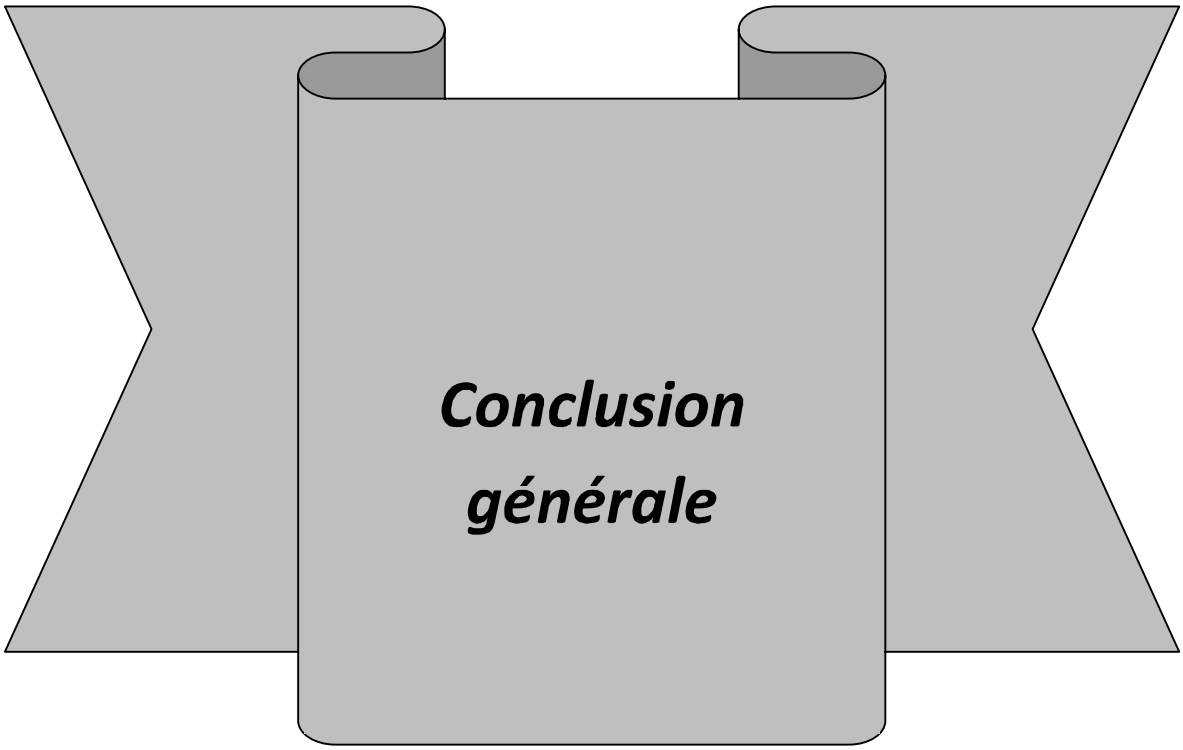


Figure VI .6. Ferraillage de la longrine


Conclusion
générale

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous à permis de mettre en pratique toute nous connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir notre savoir en nous basant sur les documents techniques et règlementaires, et de mettre en application les logiciels de calculs récents.

Lors de la conception et du calcul parasismique d'un bâtiment contreventé par des voiles, nous avons tenu compte de deux facteurs essentiels, à savoir la sécurité et l'économie et cela en nous basant sur des règlements de béton armé et parasismique.

Par ailleurs, un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique ; c'est l'une des principales conclusions avec laquelle nous sortant de ce travail.

La conception d'un bâtiment ayant un comportement modal idéal est possible grâce à une disposition convenable des voiles de contreventement.

Un maillage raffiné des éléments Shell représentants les voiles, d'une part rapproche des valeurs exactes des contraintes, et d'une part, simplifier la procédure de ferraillage.

Références bibliographiques

Documentstechniquesrèglementaires:

- Règlesdeconception etdecalculdesstructuresenbétonarmé(CBA93):D.T.R-B.C.2.41 • Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003): D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes etcharges d'exploitation :D.T.R-B.C.2.2

Logiciels:

- SAP2000 version 23.
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2021
- Microsoft office 2007