REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Dr YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière: Génie Civil

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master

0ption : structures

THEME :

ETUDE COMPARATIVE D'UN PROJET (R+2+ sous-sol) REALISE SUR DES APPUIS PARASISMIQUES ET UNE ETUDE CONVENTIONNELLE DE CE MEME PROJET

Présenté par:

-Mr. DJIDO ABOUBACAR Abdoul Karim

-Mlle BATTACHE Rachida

Proposé par :

Bureau d'étude Médina

Concept à Bou-Sâada

Dirigé par:

-Mr. TALLAH Naoui

Promotion : Juin 2014

Sommaire

Résumé ……..……..I
Remerciements …….....II
Dédicace……...……III
Liste des tableaux..……...……IV
Liste des figures ……...……..…V
Notations ……..……...VI

Chapitre I : Présentation du projet.

I.1. Introduction……...……..…….…1
I.2. situation ……...……..……..1
I.3. caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……...…….1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux…….……2
I.4.1. Le béton……..……2
I.4.2. Acier …….……..4
I.5. Principe de calcul du CBA 93……..5
I.6. Les caractéristiques du sol……..……8

Chapitre II : Prédimensionnement.

II.1. Introduction ……..…….……9
II .2. Prédimensionnement des planchers …….....……9
II.2.a- Plancher à corps creux……....……9
II.2.b. Dalle pleine……...……10
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations …….……....11
II.3.1. Maçonnerie……11
II.3.2. Plancher terrasse……12
II.3.2.a. Charges permanentes……..12
II.3.2.b. Charges d'exploitation…….……...13
II.3.3. Plancher courant……13
II.3.3..a.charges permanentes……...13
II.3.3.b.charges d'exploitation…….....14
II.3.4.Dalle pleine…….....14
II.4. Prédimensionnement des poutres…….……...15
II.5. Prédimensionnement des poteaux …….……...16
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité……16
II.5.2. Dimensions des poteaux……...16
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf……...……16
II.5.4. Calcul de l'effort Nu……..17
II.5.5.Détermination des charges et surcharges……...……18
II5.6.Surcharge d'exploitation……...……...19
II.5.7.Loi de dégression……...……19

II.5.8.Vérification vis-à-vis du RPA 99……..…….20
II.6. Prédimensionnement des voiles ……..……..……20

Chapitre III : Calculs des éléments secondaires.

III .1.L'acrotère……..……..…22
III.1.1.Charges et surcharges ……...…….……..22
III.1.2. Calcul des efforts ……..……...……22
III.1.3.Calcul du ferraillage ……..……...……22
III.1.3.a. À E L U ……..……23
III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S ……...……24
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……...……. 26
III.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……....…26
III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme ……...……...…26
III.2. Plancher à corps creux ……...…….27
III.2.1. La dalle de compression ……....……27
III.3. Les poutrelles ……..……..…28
III.3.1.a. avant coulage ……...……...…….28
III.3.1.b. Après coulage ……...……...…….30
III.3.2. Sollicitations de calcul ……...……...….33
III.4.Récapitulations ……...……...……..36
1°/ A L'ELU ……..……37
2°/ Vérification à l'ELS…….……40
3°/ Etat limite de déformation ……...……...……42
III.5.Calculs des dalles pleines……...……..43
III.5.1. Définition……...…….……43
III.5.2. Méthode de calcul……..……..43
III.5.2.1. Principe de calcul……..……44
a) travail externe ……...……..44
b) Travail interne ……...….……44
c) Calcul de la charge totale ……..……44
III.5.2.2. Calcul de la dalle rectangulaire (méthode forfaitaire)……..……....45
a) Charge et surcharge ……45
b) Détermination des moments ……45
c) Ferraillage ……...45
d) Vérification……...46
e) Espacement ……...……...46
III.6.Les escaliers……...……..47
III.6.1. Introduction ……...……..47
III.6.2. Définition des éléments d'un escalier …….……....47
III.6.3. Prédimensionnement ……47
III.6.4.Détermination de l'épaisseur de l escalier …….……48
III.6.4.1-Dimensionnement……..48

III.6.4.2- Evaluation des charges et surcharges……..……..……48
III.6.5. Ferraillage des escaliers ……50
III.6.5.a. Condition de non fragilité ……...……50
III.6.5.b. Les armatures de répartition ……...51
III.6.5.c. Vérification de l'espacement ……...……51
III.7. Vérification à l'E.L.S……..……51
III.7.1- Vérification de l'effort tranchant……...53
III.7.2- Vérification de la flèche……53

Chapitre IV : Etude sismique.

IV.1.Introduction ……..……...….56
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure ……..……56
IV.2.1.Centre de masse ……..…….……56
IV.2.2.Centre de rigidité ……..……...…..55
IV.2.3.Calcul de la rigidité des éléments résistants……..…..……...…57
IV-2-3.a. Les poteaux…….……..57
IV-2-3.b. Les refends pleins…….……..…58
IV.2.4.Excentricité statique (théorique)……..……59
IV.2.5.Excentricité accidentelle……..…59
IV. 3.Chois de la méthode du calcul ……..……59
IV. 3.1. Introduction ……...….…….59
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale ……....59
IV.3.2.1. Principe……..……..……..….59
IV.3.3.Modélisation de la structure ……..……....60
IV.3.3.1.Introduction…….....……60
IV.3.3.2.Modélisation…….....……60
VI.3.3.2.a.Caractéristiques géométriques du modèle……63
IV.3.3.3 Le spectre de réponse de calcul ……...……64
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique ……...……...……65
IV.4.1. vérification de participation massique ……...……67
IV.4.2. Vérification des périodes……...……...…68
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...… 68
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement ……...….69
IV.4.5. Vérification des déplacements ……..…..….72
IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P- Δ ……...…….73

Chapitre V : Les éléments structuraux.

V.1.Introduction……..……..…..74
V.2.Les combinaisons des charges……..…..…….74
V.3.Recommandations des règlements ……..……..74
V.4.Ferraillage des poutres ……..…….75
V.4.1.Vérification des contraintes ……...……76
V.4.2. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA ……...…80
V.4.3.Vérification des contraintes de cisaillement……..……..……..82
V.4.4.Calcul des armatures transversales……...……..83
V.4.5.Vérification de la flèche……..……84
V.6.Ferraillage des poteaux……...……...……85
V.6.1.Introduction……..…….…85
V.6.2.Etat limite ultime de stabilité de forme……..……..……85
V.6.3.Recommandations des règlements……..……..86
V.6.4.Détermination des sections d'acier……...……86
V.6.5.Vérification à l'E.L.S……..……...……87
V.6.6.Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant……..…88
V.6.7.Armatures transversales……...……...89
V.7.Ferraillage des voiles……..……...……91
V.7.1.Les voiles pleins……...……..……91
V.7.2.Traitement du " SAP 2000 "……...……...……..91
V.7.3.Calcul des armatures horizontales…….……..95
V.7.4.Vérification à l'ELS…….96

Chapitre VI : Les fondations.

VI.1.Introduction ……...……..97
VI .2.Reconnaissance du sol (Contrainte admissible) …….97
VI.3.Choix du type de fondation ……97
VI.4. Calculs des semelles filantes ……..……98
VI.4.1.Semelles filantes sous voiles……..……99
VI.4.1.a. Dimensionnement……...…….99
VI.4.1.b. Ferraillage……..……100
VI.4.2. Semelles filantes sous poteaux……...……101
VI.4.2.a. Dimensionnement ……..……...…..…102
VI.4.2.b. Ferraillage transversale……..……102
VI.4.3. Ferraillage Longitudinale «La poutre de libage »…… ……...…...…103
VI.4.3.a. Dimensionnement……...…….103
VI.4.3.b. Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU…..……...……...104
VI.4.4.Calcul des semelles isolées ……..……..105
VI.4.4.a.Dimensionnement des semelles isolées……...…….106
VI.4.4.b.Ferraillage des semelles isolées……..……107
V.5.Ferraillage des voiles périphériques ……...……...….108

V.5.1.Hypothèse de calcul ……..…..…108
V.5.2.Méthode de calcul ……..…….108
VI.5.2.a. Vérification des contraintes à l'ELS ……..……106
VI.5.2.b. Vérification de la contrainte de cisaillement ……..…106
VI.6. Les longrines ……..…..…..106
VI.6.1.Introduction ……..…..….106
VI.6.2.Prédimensionnement ……..…….106
VI.6.3. Sollicitations ……....…….106
VI.6.4.Ferraillage……....…….111
a) A l'état limite ultime……..…….111
b) condition de non fragilité: (CBA 93) ……..……..……111
c) Etat limite de service: (CBA 93) ……..……111
d) Section minimale donnée par le RPA 99……..……..111
e) Résultats…….……....……111
f) Armatures transversales…….....112
g) Espacement……..…….....112

Chapitre VII : Etude comparative.

VII.1.Introduction……..…….....113
VII.2.Principe d'isolation parasismique ……113
VII.3.Types d'appuis ……..……..114
VII.4.comparaison……..……...115
VII.41.Modélisation……..……115
VII.4.2.section de élements frames et shells……..……...……....116
A.structure isolée ...……...…….116
B.Structure à base fixe...…….……...…….…117
VII.4.3.disposition des isolateurs……..……..……..……118
VII.4.4.Reponse spectrale …….……..……..…...119
A.Strucure à base isolée……..……..…..…119
B. Structure à base ……...……...……..……120
VII.4.5.comportement de la structure ……...…….……...…120
A. Structure à base isolée……..……120
B. Structure à base fixe …..……...…….…...121
VII.4.6.Férraillage des éléments……...……...…… .122
A.structure isolée…...……...…….122
B. Structure encastrée à la base…..……..……...……..123
VII.7.Efforts dans les appuis……...……...125
VII.8.Mise en œuvre des appuis ……...……126
VII.9.Avantages des appuis parasismiques ……...……126
VII.10.Inconvénients des appuis parasismiques……..……...……....127
VII.11.Incidence sur le coût……..…….127

Liste des tableaux.

Chapitre I.

Tableau I.1 .Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..4
Tableau I.2. Caractéristique du béton…….…….……7

Chapitre II.

Tableau II.1 . Charge permanent du mur simple cloison……11
Tableau II.2 .Charge permanente du mur double cloison……..…….11
Tableau II.3.Charge permanente du plancher terrasse inaccessible……...……12
Tableau II.4.Charge permanente du plancher terrasse accessible…….…….12
Tableau II.5.Charge permanente du plancher courant……13
Tableau II.6.Surcharges d'exploitation du plancher courant……..……13
Tableau II.7.Charge permanente due aux balcons de la terrasse……....14
Tableau II.8.Charge permanente due aux balcons d'étage……14
Tableau II.9.Prédimensionnement des poutres……...16
Tableau II.10.Prédimensionnement des poteaux……16
Tableau II.11.Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau……...19
Tableau II.12.Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau…...…19

Chapitre III.

Tableau III.1.Les données……..22
Tableau III.2.les charges de la poutrelle avant collage…….……..29
Tableau III.3.Calcul des moments……...……...…29
Tableau III.4.Actions de calcul des poutrelles après coulage…….30
Tableau III.5. Les efforts……...….33
Tableau III.6. Les efforts…….……...….....…..34
Tableau III.7.Les efforts…….....34
Tableau III.8.Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées ELU……..…….……...35
Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)…..35
Tableau III.10. Les efforts……..36
Tableau III.11. Récapitulations des efforts internes……..……..…….…..36
TableauIII.12.Vérification à l'E.L.S aux appuis……..…..……41
Tableau III.13.Récapitulation des résultats de la flèche……..….....43
Tableau III.14.Calcul de ferraillage de la dallé pleine……..…….46
Tableau III.15.Vérification à l'ELS…….…….…..46
Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes de la paillasse…….…….48
Tableau III.17. Les données……..…….…….50
Tableau III.18. Calcul des sections d'acier de l'escalier……...……..50
Tableau III.19. Récapitulation des résultats de la flèche du 1er type d'escalier…..…55

Chapitre IV.

Tableau IV.1.Récapitulation des résultats du 1er modèle……...61
Tableau IV.2.Récapitulation des résultats du 1er modèle……...61
Tableau IV.3. Périodes et coefficients de participation massique (1er modèle)….…61
Tableau IV.4.Centre de masse.....63
Tableau IV.5.Centre de torsion……..……...……..63
Tableau IV.6. Excentricité théorique……...……63
Tableau IV.7.Excentricité accidentelle…….……..63
Tableau IV.8. Excentricité total…….……..64
Tableau IV.9.Le comportement des trois premiers modes…….……66
Tableau IV.10.Coefficient de participation massique……..….…….67
Tableau IV.11.Vérification des périodes……...…….....……...…68
Tableau IV.12.Force sismique……...…….……..…..69
Tableau IV.13.Vérification de la force sismique……...…….69
Tableau IV.14.Forces sismiques selon la hauteur suivant X……..…...…….70
Tableau IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……...……..71
Tableau IV.16.Moment de stabilité……...……...…..71
Tableau IV.17.Moment de renversement……...…….71
Tableau IV.18.Déplacement inter-étage sous l'effet de Vx……72
Tableau IV.19.Déplacement inter-étage sous l'effet de Vy……..…..70
Tableau IV.20.Vérification l'effet P-Δ.....70

Chapitre V:

Tableau.V.1.Ferraillage longitudinal des poutres principales……...……..75
Tableau.V.2.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires ……..……76
Tableau.V.3.Vérification a l'ELS pour les poutres principales……..……77
Tableau.V.4.Vérification a l'ELS pour les poutres secondaires…….……77
Tableau.V.5.Vérification des poutres principales selon le CBA…….……...……..81
Tableau.V.6.Vérification des poutres principales selon le RPA……...….81
Tableau.V.7.Vérification des poutres secondaires selon le RPA……..…..…81
Tableau.V.8.Vérification des poutres secondaires selon le CBA…….…..……82
Tableau .V.9.Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres principales……83
Tableau.V.10.Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres secondaires……..…….83
Tableau.V.11.Armatures transversales..……...…….…84
TableauV.12.Vérification de la flèche des poutres…….....…….84
Tableau.V.13.Déterminations des armatures à l'ELU……...……..…...……87
Tableau.V.14.Vérification des armatures à ELS des poteaux…….88
Tableau.V.15.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux…...…..89
Tableau.V.16.Choix des armatures et leurs espacements des poteaux carrés…….....90
Tableau.V.17.Section des armatures verticales dans les voiles…….....….94
Tableau.V.18.Armatures verticales dans les voiles……...…...94
Tableau V.19. Calcul des armatures horizontales…….. 95

Tableau.V.20.Vérification à l'ELS……..…..……96

Chapitre VI.

Tableau .VI.1. Dimensions des semelles filantes……..…..……99
Tableau.VI.2. Armatures principales des semelles filantes à l'ELS…….……....100
Tableau.VI.3.armatures de répartition des semelles filantes à l'ELU……...…...100
Tableau.VI.4.armatures de répartition des semelles filantes……....100
TableauVI.5.vérification de la longueur de scellement……101
Tableau .VI.6. Dimensions des semelles filantes……..…..…102
Tableau .VI.7.Armatures transversale des semelles filantes……..…..…103
Tableau.VI.8. Armatures de répartition des semelles filantes……..….**...**103
Tableau.VI.9.Détermination des valeurs de q de la poutre de libage….....…….104
Tableau.VI.10.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage….....…104
Tableau.VI.11.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……..…105
Tableau.VI.12.Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées……...106
Tableau.VI.13.Dimensionnement des semelles isolées……....106
TableauVI.14.Vérification de la contrainte…….....107
TableauVI.15.Ferraillage de semelles isolées à l'ELS……..…...107
TableauVI.16.Ferraillage de semelles isolées à l'ELU…….……..107
TableauVI.17. Ferraillage de semelles isolées er leur espacement……..….107
TableauVI.18.Vérification de la longueur de scellement…….108
Tableau.VI.19. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU…….…..109
Tableau.VI.20.Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS…..**.....**110

Chapitre VII.

Tableau.VII.1.ferraillage des poteaux pour chaque niveau……..……....122
Tableau.VII.2. férraillage des poteaux……...……...123
Tableau.VII.3.Ferraillage des poutres principales……...…….124
Tableau.VII.4.Ferraillage des poutres secondaires……...……125
Tableau.VII.5.efforts et déplacements dans les appuis à élastomère……....125
Tableau.VII.6.rotation des appuis élastiques……...….125
Tableau.VII.7.moments des appuis élastiques……...…...125
Tableau.VII.8.déplacements des appuis glissants……...…..125
Tableau.VII.9.efforts et moments dans les appuis glissants……...…..125

Les figures .

Chapitre I :

Fig. I.1 : Déformation d'une éprouvette……...…….3
Fig. I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton……...…….…5
Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier……..……..6

Chapitre II :

Fig II.1: Dimensionnement du plancher corps creux……...……10
Fig II.2: Dimensions du corps creux……..….10
Fig II.3: Mur double cloisons……..….12
Fig II.4 :Mur cloison simple……...…….12
Fig II.5 :Composants d'un plancher terrasse……...……..…..13
Fig II.6 :Dimensionnement de la poutre…….……..……..15
Fig II.7 :Section réduite du poteau……..……...…….17
Fig II.8 :Coupe de voile…….……..21

Chapitre III :

Fig III.1 :L'acrotère……..…….22
Fig III.2 :Section de B.A à l'ELU……...……23
Fig III.3 :Ferraillage de l'acrotère……..…..…27
Fig III.4 :Disposition constructive des armatures de la table de compression …..….28
Fig III.5 :Poutrelle avant coulage……..…..29
Fig III.6 :Diagramme des moments…….……35
Fig III.7 :Diagramme des efforts tranchants……..……..35
Fig III.8 :Section……..……37
Fig III.9 :Ferraillage des poutrelles……...……..38
Fig III.10 :Escaliers hélicoïdal……..……..48
Fig III.11 :Schéma escalier ……..…...49
Fig III.12 :Ferraillage……...…….……..50

Chapitre IV :

Fig IV.1 :Rigidité d'un poteau…….57
Fig IV.2 :Rigidité d'un refend…….58
Fig. IV.3.Disposition des voiles au RDC…….……62
Fig IV.4 :Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc…….…...66
Fig IV.5 :Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..…...70
Fig IV.6 :Distributions des forces sismiques……...……70

Chapitre V:

Fig V.1 :Disposition des armatures pour les poutres……...77
Fig V.2 :Poutre principale intermédiaire et rive terrasse appui et travée…….78
Fig V.3 :Poutre principale intermédiaire et rive étage…….79
Fig V.4 :Poutre secondaire intermédiaire terrasse et étage……...…...79
Fig V.5 :Poutre secondaire rive terrasse et étage appui et travée……...…..80

Fig V.6 :Ferraillage des poteaux du sous-sol……...……90
Fig V.7 :Ferraillage RDC+1er étage……...……..91
Fig V.8 :Ferraillage 2èmeétage……...……...91
Fig V.9 :Disposition des armatures dans les voiles……..……...95

Chapitre VI :

Fig VI.1 : Disposition des semelles……...…...98
Fig VI.2 :Semelle filante sous voile……...…..99
Fig VI.3 :Semelle filante sous poteaux……....…101
Fig VI.4 : Moment et effort tranchant de la poutre de libage à l'ELU……...104
Fig VI.5 : les bulles de pressions……...……105
FigVI.6.Semelle isolée sous poteaux……..……..….105
Fig.VI.7. Ferraillage de la longrine……...…..112

Chapitre VII :

Fig.VII.1.Différentes localisations des appuis parasismiques……...……114
Fig.VII.2.Appuis élastique hors et sous seisme……...……..114
Fig.VII.3.Appuis glissant hors et sous seisme……...……114
Fig.VII.4.Modèle 3d de la structure isolée……..……..115
Fig.VII.5.modèle 3d de la structure à base fixe……...……..116
Fig.VII.6.sections des poutres……..…….117
FigII.7.disposition des apuis élastiques……..……...118
Fig.II.8.dispostion des apuis glissants……..…….119
Fig.VII.9.Réponse spectrale de la structure isolée……..…..119
Fig.VII.10.Réponse spectrale de la structure à base fixe……...……120
Fig.VII.11.comportement d'une structure isolée lors d'un séisme……121
Fig.VII.12.comportement d'une structure a base fixe lors d'un séisme……....121
Fig.VII.13.Ferraillage des poutres aux appuis……...…123
Fig.VII.14.Ferraillage des poutres en travée……....123

LISTE DES NOTATIONS.

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprime.

A max, Amin: : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant a l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant a l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Te).

c, c' : Enrobage supérieur et inferieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Fleche.

fcj : Resistance caractéristique du béton a la compression à ≪ j ≫ jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : 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.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations :**

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة و هيكلة بناية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال إداري تتآلف من طابقين و طابق تحت ارض تقع هذه البناية بولاية عين الدفلة و المصنفة ضمن منطقة زلزالية IIb و يتم مقارنة هذا المشروع الذي تم إنجازه بمرتكزات مطاطية مقاومة للزلازل .

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام عارضات و الأعمدة و جدران مسلحة.

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر99 93CBA, RPA.

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا علي تقنيات حساب الهياكل واستعمال

برنامج P.A.S 2000.

Résume:

Ce projet est une étude d'une structure en béton armé (R+2+sous-sol) à usage administratif qui sera implanté à Ain-defla classée en zone sismique IIb. Ensuite on procédera à une comparaison du même projet réalisé sur des appuis parasismiques.

La résistance de la structure réalisée sans appuis élastiques aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de portiques contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99, version 2003). L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel «SAP2000 version16»

Abstract:

This project is a study of a concrete structure armed (equipped) (R+2+basement) with administrative use which will be implanted in Ain-defla classified in seismic zone IIb. Then we shall proceed to a comparison of the same project realized on earthquake-resistant supports (elastics).

The resistance of the structure realized without elastic supports for the horizontal and vertical load is assured by a frame system with shear walls.

The sizing and the calculation of the iron framework of all the resistant elements were established according to the current Algerian regulation (CBA, RPA99 version 2003.) The dynamic study in summer led according to the digital method for the software «SAP2000 version16».

Dédicaces

Nous dédions ce travail aux personnes qui nous sont chères dans ce bas monde à savoir :

Nos très chers parents que Dieu les garde et les préserve

Nos frères et sœurs

A toutes notre famille

Nos amis

Nos collèges de travail.

A Tous nos collègues de la 5ème Année.

Nous remercions notre promoteur monsieur TALLAH pour son soutient ; Sa bienveillance et sa patience au cours d'élaboration de ce travail.

Djido et Rachida

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH qui nous a donné la force et le courage pour pouvoir réaliser ce travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et Leurs patiences.

Nous tenons à remercier notre promoteur pour ses conseils et aides qui nous ont été précieuses.

Nous remercions également le bureau d'étude MEDINA CONCEPT de nous avoir fournie les données nécessaires afin de pouvoir effectué ce travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

En fin nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce travail.

Introduction générale

Un séisme est un évènement violent et imprévisible qui sollicite les structures de manière très différente de celle des actions usuelles. Si les structures n'ont pas été conçues pour cette éventualité et construites correctement, des sollicitations sismiques importantes peuvent les endommager fortement jusqu'à entraîner leur ruine. Les conséquences sont souvent catastrophiques, pertes humaines et économiques donc il est impératif de construire parasismique afin d'alléger toutes ces pertes.

Le présent travail est une étude conventionnelle d'une structure R+2+sous sol à usage administratif implantée à Ain-defla, et une étude comparative du même projet réalisé sur des appuis parasismiques afin de voir quel est le meilleur système de protection en vue de diminuer les catastrophes du aux séismes. L'étude conventionnelle sera menée suivant les étapes suivantes :

-Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …); cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III.

-Pour l'étude dynamique, on a opté pour le logiciel SAP2000 V16 comme outil de conception. La Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,) seront effectués dans le chapitre IV.

-Etude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure; cette étape fait l'objet du chapitre V.

- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

La dernière partie concerne notamment la comparaison entre les deux projets à savoir celui réalisé conventionnellement et celui réalisé sur des appuis parasismiques d'un point de vue conception, comportement, stabilité et économie. On mettra aussi en exergue les avantages et les inconvénients des constructions parasismiques.

-On terminera le travail par une conclusion générale ce qui va nous permettre de déduire le quel des systèmes est mieux adapté en zone sismique

I.1. Introduction

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à une étude conventionnelle d'une structure R+2+sous sol à usage administratif, et une étude comparative du même projet réalisé sur des appuis parasismiques.

I.2. situation :

Le projet est implanté à AIN-DEFLA et sera le siège du C.T.C. AIN-DEFLA est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIb). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le Code Béton Armé (CBA93).
- Le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).
- Le règlement charge permanente et charge d'exploitation.

I.3. caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment:

- ✓ Longueur totale du bâtiment : Lo= 20.40m.
- ✓ Largeur du bâtiment : La=17.50m.

I.3.2 Dimensions en élévation du bâtiment :

- ✓ Hauteur du sous sol : 3.40m.
- ✓ Hauteur du RDC : 3.40m.
- ✓ Hauteur d'étage : 3.40m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 13.60m.

I.3.3 .Système de contreventement :

Le système de contreventement adopté pour notre projet est celui des portiques contreventés par des voiles en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.

I.3.4 Planchers:

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique. Notre bâtiment comporte deux types de planchers sont le plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

I.3.5. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10cm.
- ✓ Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.6. L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère élément secondaire conçu en béton armé de 90 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs (empêcher leur ruissellement par le larmier).

I.3.7. Escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un type d'escalier :

Escalier Hélicoïdal.

I.3.8.infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure–sol, qui forme un ensemble rigide assurent l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1. Le béton:

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau. Le ciment utilisé est le CPJ 42,5 (ciment portland avec ajouts classe 42,5) pour un dosage de 350 kg /m^3 de ciment on a une résistance fc28 = 25MPA.

I.4.1.a. Résistance du béton:

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

I.4.1.b. 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 (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre

(H=32cm). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \ Mpa$$

CBA93 ► Art [A.2.1.1.1.] ◄

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.4.1.c. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ}$ Avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa CBA93 ► **Art [A.2.1.1.2.]** ◄

I.4.1.d. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitidunal}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

Le coefficient de POISSON est pris égal à

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

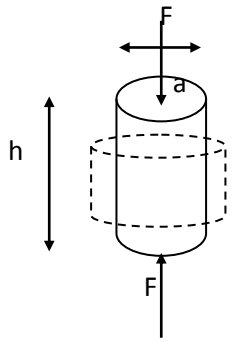


Fig. I.1 : Déformation d'une éprouvette.

I.4.1.e. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \quad \text{Soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} MPa$$

I.4.2. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.4.2.a. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**F_e (MPa)**
Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	Ø6 etØ8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥10	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	0≤Ø≤6	520

.

I.4.2.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [$E_s = 2.10^5 MPa$]. Art.2.2.1.

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ; Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.5. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique.
  - L'ouverture des fissures.
  - La stabilité de forme.
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
  - La compression du béton.
  - L'ouverture des fissures.
  - La déformation.
- E.L.U de résistance.

1. Contrainte du béton en compression

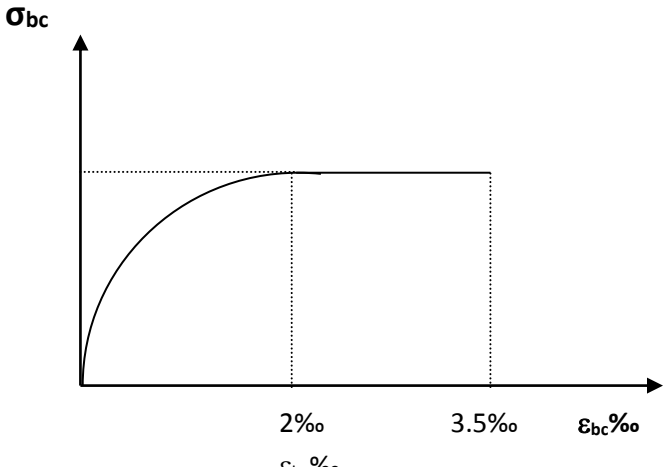


Fig. I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton.

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ MPa\right)$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

3. Contrainte limite de l'acier:

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier .

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

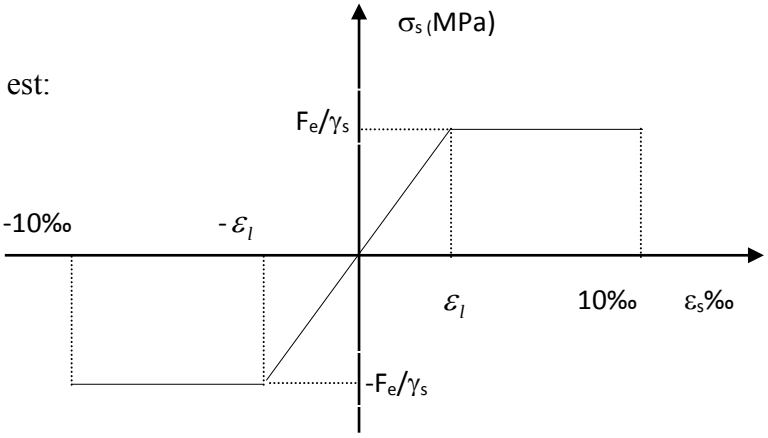


Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

- **A l'E.L.S :**

a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 f_{cj}

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés.} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance.} \end{cases}$$

FeE400, Fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales.

FeE235, Fe = 235MPa : Pour les armatures transversales.

$\overline{\sigma_s}$ =202MPa : Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Pour notre projet les valeurs standard a utilisé sont :

Fc28(MPA)		
F_t28(MPA)	2.1	
E_i28(MPA)	32164.2	
E_v28(MPA)	10819	
σ_{bc} ultime(MPA)	Situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.5
σ_{bc} MPA) service	15	
$\overline{\tau}_u$ (MPA) situation durable	Fissuration peu nuisible	3.33
	Situation préjudiciable	2.5

Tableau. I.2. caractéristique du béton.

I.6. Les caractéristiques du sol :

Selon le rapport du sol on à une contrainte admissible σsol = 2 bars

- Une profondeur d'ancrage d'au moins 2m à partir de cote du terrain naturel est nécessaire.
- Des fondations superficielles de types semelles filantes.

II.1. Introduction :

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le calcul de prédimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II .2. Prédimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.a.Plancher à corps creux:

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

- ✓ **(L/25) ≤ h_t ≤ (L/20)**

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

L = 5 m d'où alors 20cm ≤ h_t ≤ 25 cm

Et ht≥500/22.5 ht≥22.22 cm

On adoptera **h_t = 25 cm** telle que : h_t = d + e

d= 20cm (hauteur de corps creux).

e= 5cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc **h_t = (20 + 5) cm**.

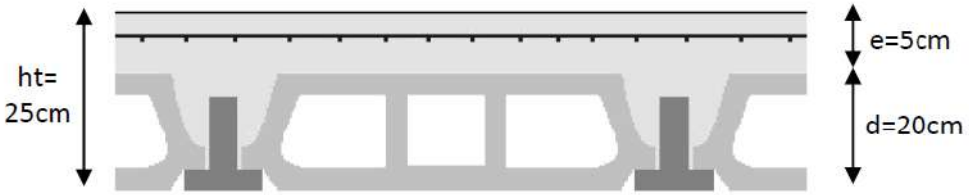


Fig. II.1 dimensionnement du plancher corps creux.

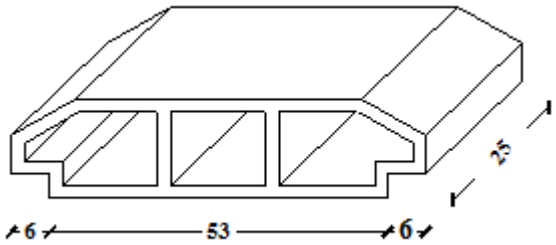


Fig. II.2: Dimensions du corps creux.

II.2.b. Dalle pleine:

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

- ✓ **Critère de résistance:**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis:

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis

(Lx/50) ≤ep≤(L x /40) ; L = 4.4 m → 10cm ≤ep ≤ 11cm

- ✓ **Sécurité contre l'incendie :**

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

On choisit : h=15cm

✓ **Condition de la flèche :**

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

Si L > 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

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

II.3.1. Maçonnerie :

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

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	9	0.9
02	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**1.62**

Tableau II.1. Charge permanent du mur simple cloison.

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

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
02	Brique creuse	0.10	/	2 x 0.90
03	Lame d'aire	0.10	/	/
Charge permanente G				**2.52**

Tableau II.2 .Charge permanente du mur double cloison.



Fig. II.3. Mur double cloisons

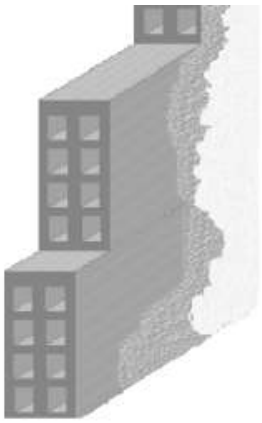


Fig. II.4. Mur cloison simple

II.3.2. Plancher terrasse:

II.3.2.a. Charges permanentes :

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé	0.04	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liége (isolant)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Plancher (20+5)	0.20+0.05	3.20
9	Enduit plâtre	0.02	0.20
Charge permanente G			**6.72**

Tableau II.3.Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5	Papier kraft	-	-	0.05
6	Forme de pente	0.10	22	2.20
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
9	Pare vapeur	0.01	6	0.06
10	Plancher (20+5)	0.20+0.05	-	3.2
11	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.38**

Tableau. II.4. Charge permanente du plancher terrasse accessible.

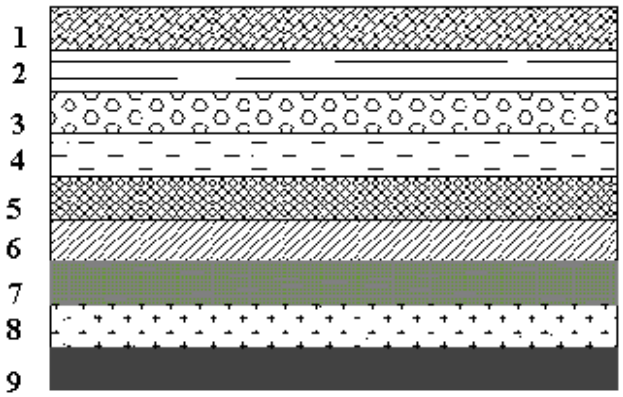


Fig. II.5. Composants d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

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

Le plancher terrasse est accessible : **Q = 1.5kN/m²**

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

N	**Composante**	**Epaisseur (m)**	**Poids surfacique (kN/m²)**
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.30	0.54
4	Plancher (20+5)	0.20+0.05	3.20
5	Enduit en plâtre	0.02	0.20
6	Cloison légère	0.10	1.62
Charge permanente G			**6.40**

Tableau. II.5. Charge permanente du plancher courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Bureau	2.5 (kN/m²)
Hall de réception	2.5 (kN/m²)
Foyer	2.5 (kN/m²)
Archives	3.5 (kN/m²)

Tableau II.6.Surcharges d'exploitation du plancher courant.

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.a. Balcons de la terrasse :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft		0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30
5	Film polyane		0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		TOTAL	**8.77**

Tableau. II.7.Charge permanente due aux balcons de la terrasse.

II.3.4.b. Balcons de l'étage :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		Total	**5.61**

Tableau .II.8.Charge permanente due aux balcons d'étage.

II.4. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. 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 et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

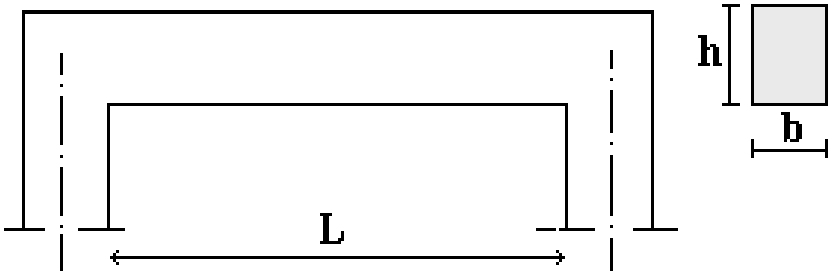


Fig. II.6. Dimensionnement de la poutre.

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIb sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5h+b1

Nous choisissons le sens Y-Y comme sens porteur. Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X

	Poutre principale	**Poutre secondaire**
Conditions de résistance	Lmax=6.51m 43.73≤h≤65.6 on adopte h=50cm=> 15≤b≤35 on adopte b=30cm	Lmax=4.4m 29.66≤h≤44.5 On adopte h=40 cm =>12≤b≤28 On adopte b=30cm
Vérification selon le RPA	h=50cm>30cm b=30cm>20cm h/b=1.66<4	h=40cm>30cm b=30cm>20cm h/b=1.33<4
conclusion	**h = 50 cm ; b = 30 cm**	**h = 40 cm ; b = 30 cm**

Tableau. II.9. Prédimensionnement des poutres.

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité:

Le poteau le plus sollicité est (D-2).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003 :

- Min (a, b) ≥ 30cm

Niveau d'étage		Sous-sol	RDC	1er étage	2ème étage
Dimension du poteau	a (cm)	55	40	40	30
	b (cm)	55	40	40	30

Tableau II.10. Prédimensionnement des poteaux.

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- 0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L0 : dans les autres cas.

Avec L0 =3.40m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante pour l'en tirer :

II.5.4. Calcul de l'effort Nu:

L'effort normal admissible est :

$$N\,u = \propto \beta \left[\left(\frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma b}\right) + As\frac{fe}{\gamma s}\right]$$

Avec :

N u : Effort normal admissible à l'ELU.

β=1.1 : plus de la moitie des charges est appliquée avant 90 jour.

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γb = 1,50 & γs = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).

fc28 et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad pour\ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad pour\ \ 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i}\ ;\ i = \frac{b}{\sqrt{12}}(section\ rectangulaire)$$

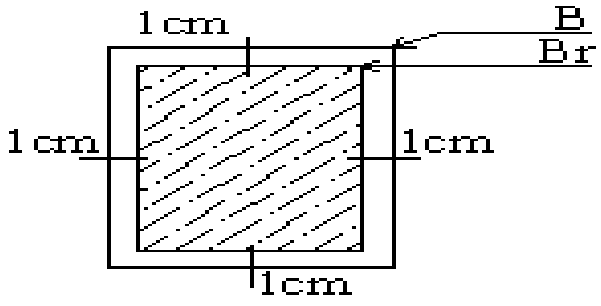


Fig. II.7.Section réduite du poteau.

II.5.5.Détermination des charges et surcharges :

Surface du plancher revenant au poteau

$Sp=(5-0.3)(5-0.3)=22.09m^2$

$St=5*5=25m^2$

- **Niveau (2ème étage) :**

$G_{plancher}$: 7.38x22.09=146.124kN

G_{poteau}=0.3x0.3x25x3.40=7.65kN

$G_{poutres}$=25[(4.7x0.3x0.5) + (4.7x0.3x0.4)]=31.725kN

G= $G_{plancher}$+G_{poteau} +$G_{poutres}$=185.495kN

- **Niveau (1er étage,RDC) :**

$G_{plancher}$=6.4x22.09=141.37kN

G_{poteau}=0.4x0.4x25x3.40=13.6kN

$G_{poutres}$=31.725kN

G= $G_{plancher}$+G_{poteau} +$G_{poutres}$=186.7kN

- **Niveau sous sol :**

$G_{plancher}$=141.37kN

G_{poteau}=0.55x0.55x3.40x25=25.71kN

$G_{poutres}$=31.725kN

G= $G_{plancher}$+G_{poteau} +$G_{poutres}$=198.80kN

II.5.6.Surcharge d'exploitation :

$Q_{terrasse}$=QxSt=1x25=25kN

Q=2.5x25=62.5kN

QRDC=2.5x25=62.5kN

Qsous-sol=62.5kN

II.5.7.Loi de dégression:

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 1eme étage : Q_0+Q_1

Plancher RDC: $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

Plancher sous sol : $Q0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u \end{cases}$$

Niv	Section carrée (cm^2)	A=$\frac{B}{1000}$ (cm^2)	Lf	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u<\overline{N}_u$
2ème	30 x 30	0.9	2.38	27.48	0.75	784	275.46	1112.36	**C.V**
1er	40x40	1.6	2.38	20.61	0.79	1444	1358.47	2156.48	**C.V**
RDC	40x40	1.6	2.38	20.61	0.79	1444	1665.5	2156.48	**C.V**
Sous-sol	55x55	3.025	2.38	14.99	0.81	2809	2093.85	4346.48	**C.V**

Tableau. II.11.Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

	G (kN)		Q (kN)			
Niv	**G (du niv)**	**$G_{cumulée}$**	**Q_{etage} xSt (du niv)**	**$Q_{cumulée}$**	**N_u (kN)**	**1.1N_u (kN)**
Terrasse	185.5	185.5	25	25	287.925	316.7175
1	186.7	372.2	62.5	87.5	633.72	697.092
RDC	186.7	558.9	62.5	143.75	1514.09	1665.499
sous-sol	141.37	700.27	62.5	193.75	1903.5	2093.85

Tableau. II.12.Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

II.5.8.Vérification vis-à-vis du RPA 99:

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm. **En zone IIb**
- Min (b_1, h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

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

Min (30, 30) = 30 cm ≥ 30 cm. (C.V)

Min (30, 30) =30 cm ≥ 340/20 =17cm (C.V)

1/4 < 30/30 = 1 < 4 (C.V)

Conclusion :

Toutes les conditions de RPA99 VERSION 2003 sont vérifiées.

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour notre structure les voiles périphériques jouent le rôle de mur de soutènement.

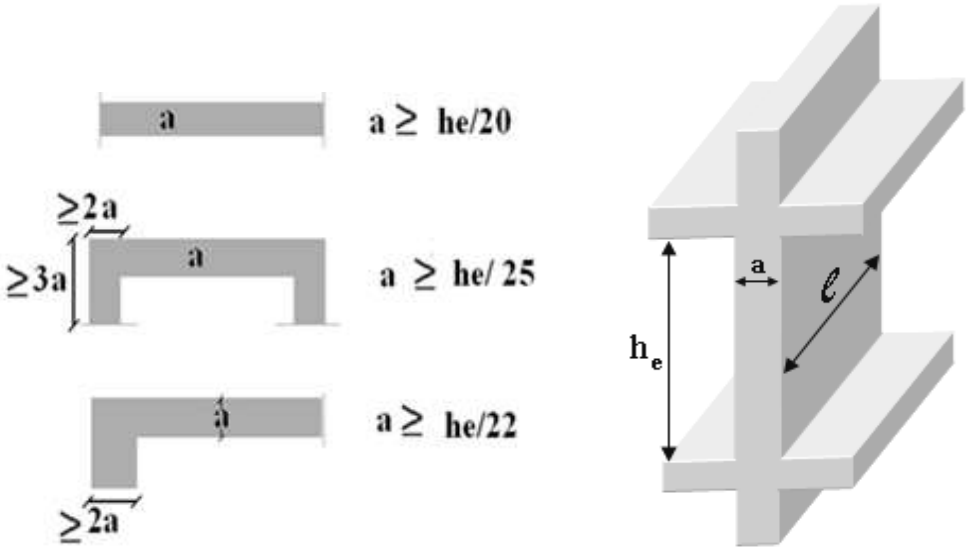


Fig. II.8. Coupe de voile.

He=3.40-0.5=2.90m.

a≥He/25=11.6cm on prend le minimum 15cm.

e=15cm.

III .1.L'acrotère:

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/ml due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1m.

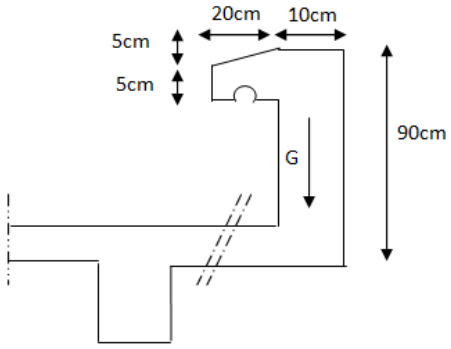


Fig.III.1.L'acrotère.

III.1.1.Charges et surcharges :

charge permanente G (kN /ml)

Charge d'exploitation Q (kN /ml)

G=[(0.9x0.1)+(0.2x0.05)+(0.2x0.05)/2]x25=2.625

Q=1

III.1.2. Calcul des efforts :

Effort normal : Nu (kN) Effort tranchant : Tu (kN) Moment d'encastrement : Mu(kN.m)

ELU

Nu=1.35*G=1.35x2.625=3.54 kN **;** Tu=1.5*Q=1.5x1=1.5 kN ;Mu=1.5*Q*h=1.5x1x0.9=1.35 kN.m

ELS

Nu=G =2.625 kN Tu=Q=1 kN Mu=Q*h=0.9 kN.m

III.1.3.Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable

Données			
Fc28	25 Mpa	h	10cm
Ft28	2.1 Mpa	d	7.5cm
Fe	400 Mpa	c	2.5cm
$\overline{\sigma b}$	14.2 Mpa	c'	2.5cm
$\overline{\sigma s}$	348 Mpa	b	100cm

Tableau.III.1. Les données de calcul du ferraillage.

III.1.3.a. À E L U :

- **Calcul de l'excentricité :**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.35}{3.54}$=38.14cm.

$e_0 > \frac{h}{2} - c$=2.5cm.

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion composée :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

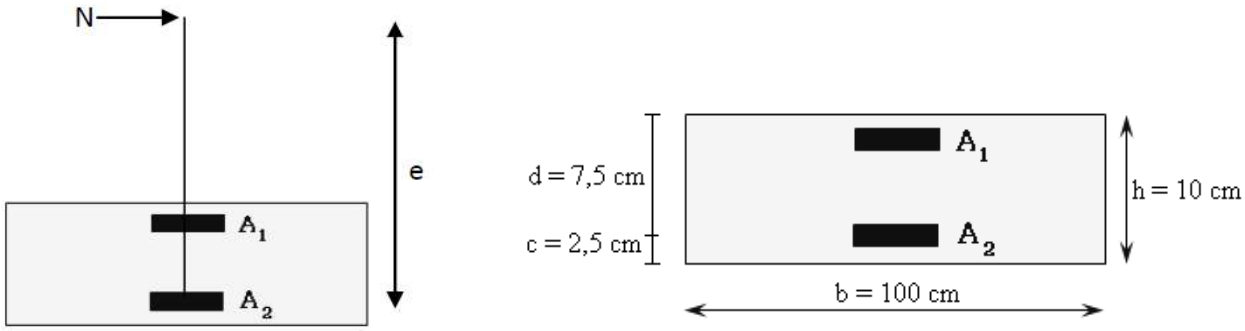


Fig.III.2. Section de B.A à l'ELU.

$e = eo + (\frac{h}{2} - c)$=0.406m

M1 = N * e M1=1.43kN.m

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{Mf}{b.d^2 \sigma_{bc}}$=0.179 μ = 0,0179 < μ_l= 0,392 ⇒ A_1 = 0.

Donc : ß = 0,991

$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}}$ A_1= 0.552cm^2

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.450\ cm^2$

$A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$ et $A = 0.450\ cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min}=\frac{B}{1000}=1cm^2$ Amin =1 cm^2> A =0.450 cm^2 donc A = Amin = 1.00 cm^2

On adoptera: As =4 HA 8 = 2.01 cm^2

- **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2}$ =>0.50 ≤ Ar ≤ 1.005

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm^2

- **Espacement :**

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm.

Srép=30 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm.

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Nser=2.625kN Mser=0.9kN.m.

eo=$\frac{Mser}{Nser}$=32.28cm $(\frac{h}{2}-c)$=2.5cm<eo.

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $B_o = b.h + 15 (A + A') \Rightarrow$ **B_o = 1030.15 cm^2.**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + A_s d)] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,073 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,927 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15 [A (\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8516.25 cm^2.**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,67 cm.** Donc : e_0= **32,28 cm**≥ $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,680 cm** ⇒Alors, on a une section partiellement comprimée. Il faut vérifier que:

$\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (Fissuration préjudiciable) Où $\sigma_b = k.y_1$

Avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$ tels que:

$p = -3\,c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -2169.67 cm²**

Et $q = -2\,c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 38415.21 cm².**

Où **c**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c = h/2 – e = - 27.28 cm < 0**".

D'où l'équation devient : $y_2^3 + (-2169.67)\,y_2 + 38415.21 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre

Finalement, on trouve :

$y_2' = 29.30$ cm

$y_2'' = -53.70$ cm rejetée comme valeur ($y2+c < 0$)

$y_2''' = 24.40$cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 <$ **y_1** $= 29.3 + (-27.28) =$ **2.02 cm** < **h** = 10 cm

Donc on prend : **y_2 = 29.3 cm.**

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$ Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y1 - c') - A_s\,(d - y_1)]. \Rightarrow$ **S_{xx}=38.8 cm³**

D'où alors : $k = 2625/38800 \Rightarrow$ **$k = 67.65 \times 10^{-3}$ N/mm³**

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (67.65 \times 10^{-3}) \times 20.2 \Rightarrow$ **σ_b = 1.36 MPa**

Et : $\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = 15 \times 67.65.78 \times 10^{-3}(75 - 20.2) \Rightarrow$ **σ_s = 55.60 MPa**

Donc, on obtient : $\sigma_b = 0.85$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$\sigma_s = 55.60\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\text{MPa}\,; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$ **(cv)**

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{1.35}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -18.5 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,\text{MPa}$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b}\,;\ 4\text{ Mpa}\right] = 2{,}5$ Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$

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

III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: Fp **= 4.A.C_p.W_p**. (Art.6.2.3)

A: coefficient d'accélération; **A = 0.2** [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone IIb)]

C_p: facteur de force horizontal; **C_p = 0.8** (R.P.A 99 page 43 tab. 6.1)

W_p: poids propre de l'élément **W_p= 2.325 kN.**

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.325 \Rightarrow$ **F_p = 1.48 kN < Q = 1.5kN……(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

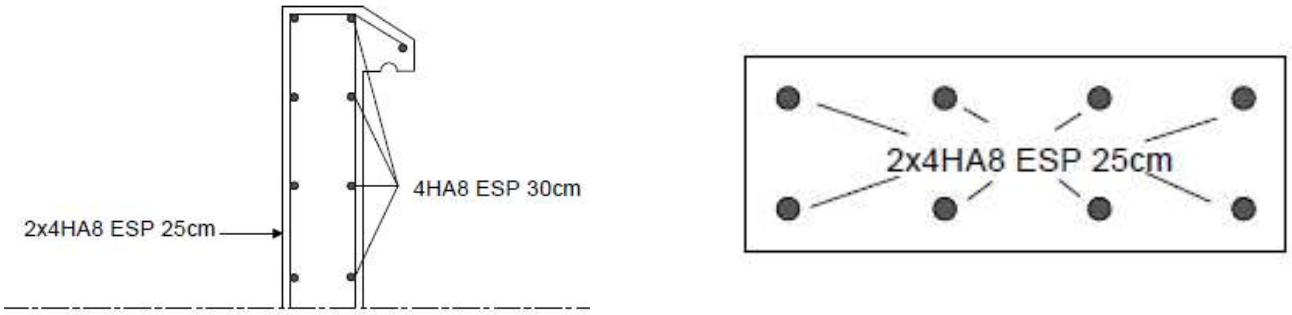


Fig.III.3. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux :

Le type de plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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.2.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire 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 :

$At \geq 0.02*L* \frac{200}{FE} = \frac{4L}{FE}$ Avec :

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

fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

Al≥ $\frac{At}{2}$ =0.25 cm²/m.l On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé : TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

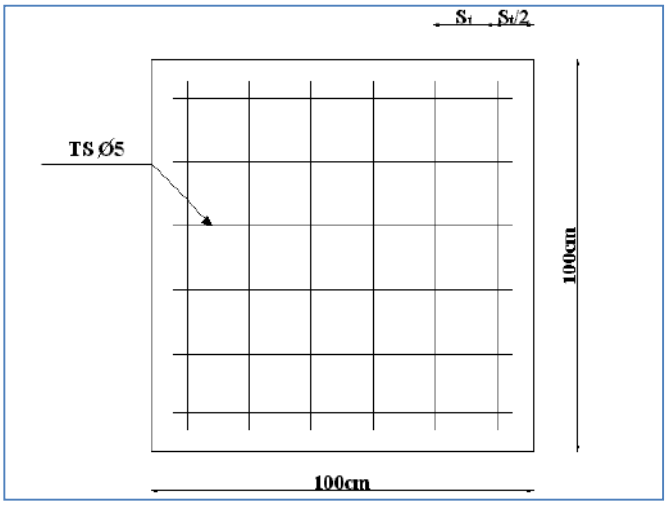


Fig.III.4.disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.3. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.1.a. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

a. Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Charges permanentes G	**G (kN/ml)**
Poids poutrelles=0.12x0.04x25=0.12	0.77
Poids corps creux=0.65x1=0.65	
Surcharges d'exploitation	**Q**
Poids de l'ouvrier et les matériaux Q = {1 KN; 0,5 KN/m de portée} =4.4x0.5=2.2	2.2

Tableau.III.2.les charges de la poutrelle avant collage.

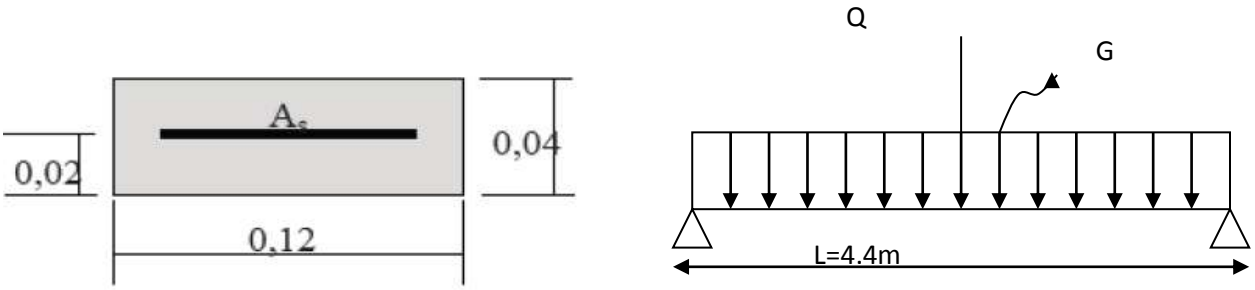


Fig.III.5. Poutrelle avant coulage.

Le calcul en flexion simple nous octroie :

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)
$\frac{GL^2}{8} = 1.86$	$\frac{QL}{4} = 2.42$	1.35MG+1.5MQ=6.14

Tableau III.3. Calcul des moments.

$\mu = \frac{MU}{\overline{\sigma b} * b * d^2} = 7.68 > \mu l = 0.392$ Donc A'≠0

Cette valeur de μ=11.62 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

III.3.1.b. Après coulage :

a. Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Niveau	**G** (kN/m)	**Q** (kN/m)	**qu** (kN/m)	**qser** (kN/m)
Plancher Terrasse	6.72x0.65=4.36	1x0.65=0.65	6.861	5.01
	7.38x0.65=4.79	1.5x0.65=0.97	7.92	5.76
Plancher courant	6.4x0.65=4.16	2.5x0.65=1.62	8.046	5.78
		3.5x0.65=2.275	9.0285	13.18

Tableau.III.4. Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles. Notre structure comporte deux (04) types de poutrelles :

- Poutrelle à 1 travée.
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.

- **Méthodes de calcul :**

a) La méthode forfaitaire :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm². Q $\leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$

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

- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.

$$1)M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max}\begin{cases}1.05M_0\\(1+0.3\alpha)M_0\end{cases}$$

$$2)M_t \geq M_{Max}\begin{cases}\frac{(1,2+0.3\alpha)}{2}M_0 \text{ Si la travée est de rive}\\\frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire}\end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases}M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées}\\M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.}\\M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.}\\M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive}\end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec : T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

- **Exposé de la méthode :**

b) Méthode de Caquot : (pour les poutres):

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

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive.

$$L' = \begin{cases} L \ \textit{pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \ \textit{pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité :

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\text{où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma \; k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et} \; k_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$\text{Donc :} \; \gamma = \frac{I_w \; l'_e}{I_e \; l'_w}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

- **Le coefficient de rigidité:**

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

- **Le moment aux appuis:**

$$M_{app} = \frac{q_w \; l'^{3}_w + q_e \; l'^{3}_e}{8.5 \; (l'_w + l'_e)}$$

❖ **Le moment en travée:**

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée:

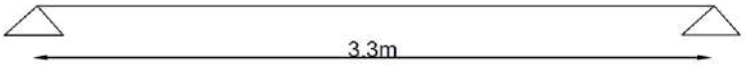
$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

La méthode n'est pas applicable car le rapport entre les travées n'est pas compris entre 0.8 et 1.25 on appliquera la méthode Caquot.

III.3.2. Sollicitations de calcul :

- **Poutrelle à une seule travée :**



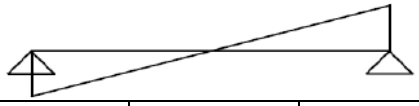
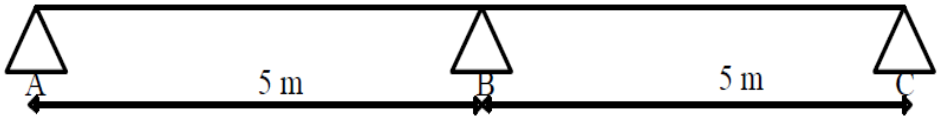
Etat	Sollicitations	Valeur		
ELU	Moment d'appuis kN.m	-2.51		-2.51
	Moment en travée kN.m		10.06	
	Diagramme de moment			
	Effort tranchant kN	-15.3		15.3
	Diagramme d'effort tranchant			
ELS	Moment d'appuis kN.m	-1.81		-1.81
	Moment en travée kN.m		7.25	
	Diagramme de moment			

Tableau.III.5.diagrammes de moment et effort tranchant.

- **Poutrelles à 2 travées :**



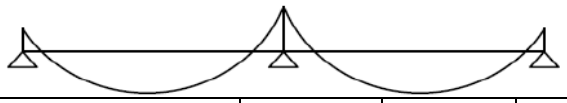
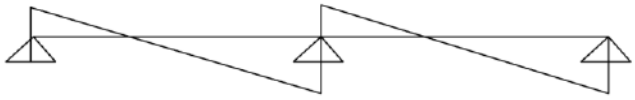
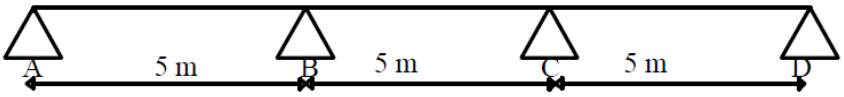
Etat	Sollicitations	Valeur				
ELU	Moment d'appuis kN.m	-5.03		-15.09		-5.03
	Moment en travée kN.m		16.15		16.15	
	Diagramme de moment					
	Effort tranchant kN	18.11		-22.14	25.16	-18.11
	Diagramme d'effort tranchant					
ELS	Moment d'appuis kN.m	-3.61		-10.84		-3.61
	Moment en travée kN.m		11.60		11.60	
	Diagramme de moment					

Tableau.III.6. Les efforts

- **Poutrelles à 3 travées :**



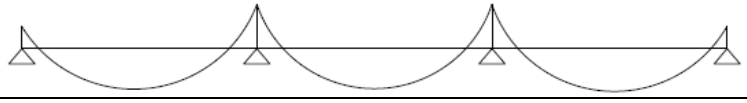
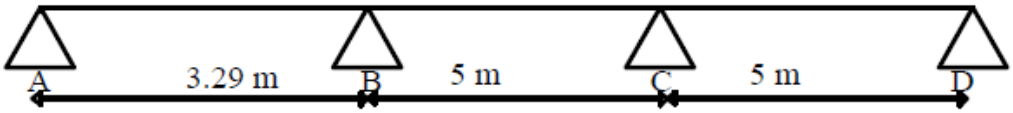
Etat	Sollicitations	Valeur						
ELU	Moment d'appuis	-5.03		-12.58		-12.58		-5.03
	Moment en travée		16.15		13.63		16.15	
	Diagramme de moment							
	Effort tranchant	18.62		20.13 / -21.64		21.64 / -20.13		-18.62
	Diagramme effort tranchant							
ELS	Moment d'appuis	-3.61		-9.03		-9.03		-3.61
	Moment en travée		11.60		9.79		11.60	
	Diagramme de moment							

Tableau III.7. Les efforts

.

- **Poutrelles 3 travées :**



Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	10.89	-0.70	10.25	12.94	11.90	-14.58
B-C	25.15	8.74	12.94	19.88	16.65	-23.59
C-D	25.15	3.75	19.88	23.67	18.29	-22.02

Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	7.82	-0.50	7.36	9.29	8.53	-10.46
B-C	18.06	6.27	9.29	14.28	9.46	-19.44
C-D	18.06	2.42	14.28	17	13.09	-15.81

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).

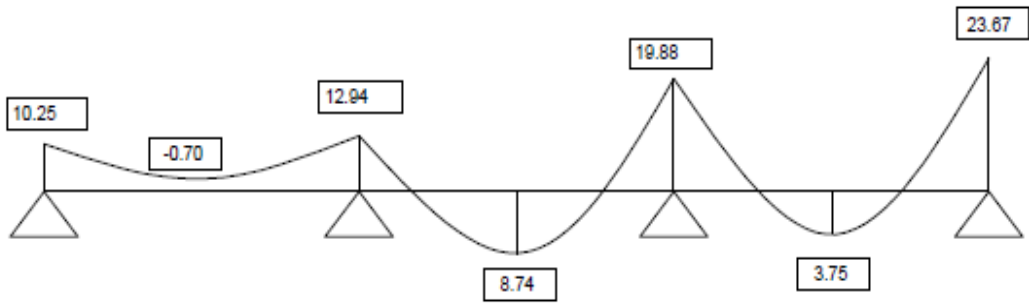


Fig.III.6.Diagramme des moments.

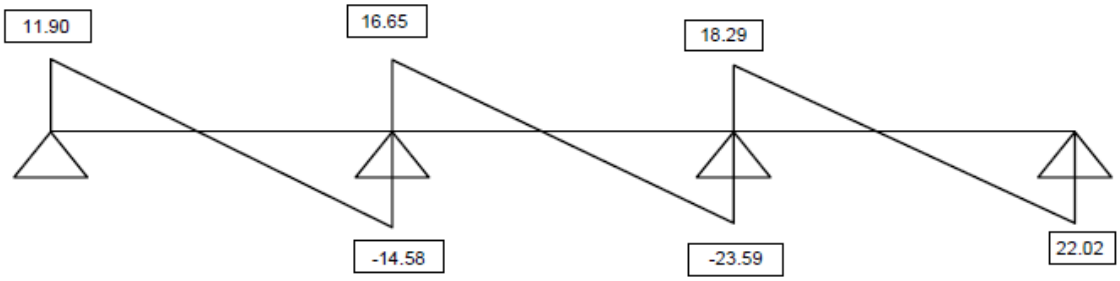
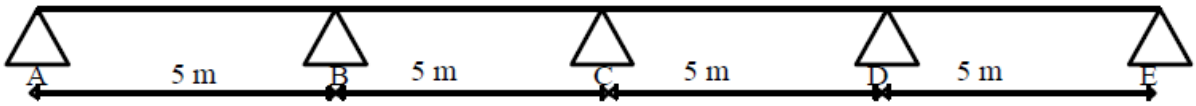


Fig.III.7. Diagramme des efforts tranchants.

- **Poutrelles à 4 travées :**



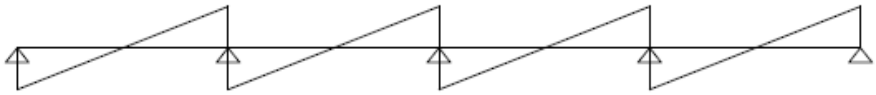
Etat	Sollicitations	Valeur				
ELU	Moment d'appuis	-5.03	-12.58	-10.06	-12.58	-5.303
	Moment en travée	16.15	13.63	13.63	16.15	
	Diagramme de moment					
	Effort tranchant	18.62	20.63 / -21.64	19.62 / -19.62	21.64 / -20.63	-18.62
	Diagramme d'effort tranchant					
ELS	Moment d'appuis	-3.61	-9.03	-7.22	-9.03	-3.61
	Moment en travée	11.60	9.79	9.79	11.60	
	Diagramme de moment					

Tableau III.10. Les efforts.

III.4.Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

	ELU			**ELS**	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Maser(kN.m)	Mt ser(kN.m)
sollicitations	23.67	16.15	25.16	17	11.60
référence	Poutrelles à 3 travées $2^{ème}$ type	Poutrelles à 3 travées 1^{er} type	Poutrelles à 2 travées	Poutrelles à 3 travées $2^{ème}$ type	Poutrelles à 3 travées 1^{er} type

Tableau. III.11. Récapitulations des efforts internes.

Le moment équilibré par la table :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

avec :b=65 cm ; h_0=5 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ;

d=23 cm ;

σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65*5*14.2\left(23 - \frac{5}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 94.60\text{kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×25) cm² en flexion simple.

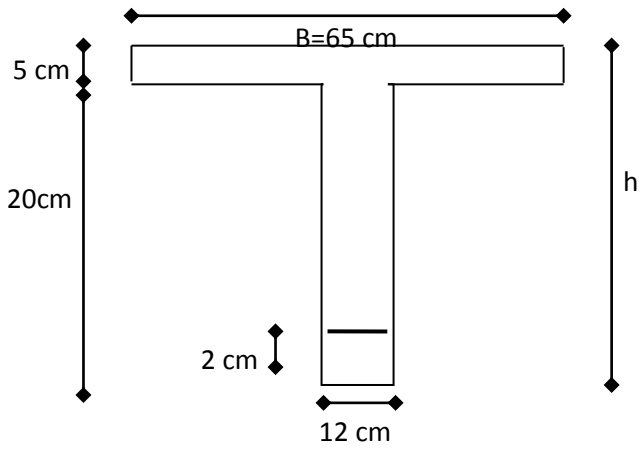


Fig.III.8.section des poutrelles

1°/ A L'ELU:

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16.15 \cdot 10^3}{14.2*65*23^2} \Rightarrow \mu = 0.0330 < \mu_l = 0.392$$ Donc A' = 0

Tableau : ß=0.984$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.05 cm².

On adopte: **A=3HA10=2.36 cm²**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 2.36\text{ cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.625\text{ cm}^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.36 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×25) cm²

M_{app}=23.67 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23.67 \cdot 10^3}{12 \cdot 23^2 \cdot 14.2} = 0.262 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.844 $\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 3.50 cm².

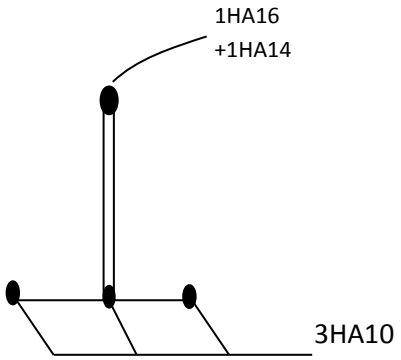


Fig.III.9. Ferraillage des poutrelles.

On adopte: A = 1HA16+1HA14 = 3.55 cm².

Conditions de non fragilité :

A=1.54 cm² > $A_{min} = \frac{B}{1000}$ =0.3 cm² **(C.V)**

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=29.02 kN (Effort tranchant max).

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{29.02x10^3}{120 \times 230} = 1.05 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : τ_u =1.05 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t:**

$S_t \le \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (20.7;40\ cm)$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{7.14;16;12\}$ (mm)

On adopte $\phi_t \le 7.14$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.56 cm².

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 200} = 0.93\ \text{MPa} \ge 0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0\cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

<u>Au voisinage de l'appui :</u>

<u>Appui de rive :</u>

$$\sigma_b = \frac{2\cdot V_u}{b_0\cdot a} \le \overline{\sigma_b} = \frac{0.8\cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \le b_0\cdot a\cdot 0.4\cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 165.60kN$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min [20.7 ; 26] $\Rightarrow$ a=20.7 cm

$V_u=A_l \frac{f_{c28}}{\gamma_b}=67\ kN \Rightarrow V_u=67\ kN < 165.60\ kN$ **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

$V_u+(M_u/0.9d)=67+[(-23.67)/(0.9x0.23)]= -47.34 < 0$

Donc, la section d'armature longitudinale est suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

2°/ Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

$M_{ser}=10.61$ kN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'}=\frac{bh_0}{2}-15A(d-h_0);\ A'=0$$

on a : b=65 cm ; d=23 cm ; h_0=5 cm ; A=2.35 cm².

$S_{xx'}<0$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$y_1^2+Dy_1-E=0$ avec : $0 \le y_1 \le d$

$$D=\frac{2(b-b_0)h_0+30A}{b_0} \Rightarrow D=\frac{2(65-12)5+30(2.36)}{12} \Rightarrow D=50.06$$

$$E=\frac{2(b-b_0)h_0^2+30Ad}{b_0} \Rightarrow E=\frac{2(65-12)4^2+30*2.36*23}{12} \Rightarrow E=277.03$$

$\Rightarrow y_1=5.02$ cm.

$$I=\frac{1}{3}\left(by_1^3\right)+15A(d-y_1)^2 \Rightarrow I=14185.08 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma b = \frac{10.61 \cdot 10^6 * 50.2}{14185.08 x 10^4} \Rightarrow \sigma_b = 3.75 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b} \qquad \textbf{(C.V)}$$

- **Aux appuis:**

M_{ser} kN.m	A_u m^2	y_1 cm	I_G cm^4	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
14.28	4.02	6.16	22164.68	3.96	15.00	**(CV)**

Tableau.III.12: Vérification à l'E.L.S aux appuis.

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

3°/ Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{500} = 0.05 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_a} \Rightarrow 0.05 > \frac{14.71}{10 * 23.67} = 0.06 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0145 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a trois conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

M_{ser} = 10.61 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12.23} = 0.0122$$

ρ = 0.85 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0.896 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 219.08 \text{MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0085} = 4.8$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.92$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0085 \cdot 274.6 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.615$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 8.70\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 37903.95\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 10550.19\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 19118.83\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2\text{MPa}$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819\text{MPa}$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{10.61 \times 5^2}{10.(32164.2 x 10550.19)} \Rightarrow f_i = 7.81\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{10.61 \times 5^2}{10(10819 x 19118.83)} \Rightarrow f_v = 12.82\text{mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 12.82 - 7.81 = 5.01$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 10\text{mm}.$

Donc: $\Delta f_t = 5.01mm < f_{Limite} = 10$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=20+5cm**) du plancher à corps creux.

M(kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**P**	**ß1**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
8.31	2.35	8.7	0.208	0.896	219.08	0.615	4.8	1.92
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
21207.79	10550.19	19118.83	5	7.81	12.82	5.01	10	**C.V**

Tableau III.13.Récapitulation des résultats de la flèche**.**

III.5.Calculs des dalles pleines:

III.5.1. Définition:

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

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.5.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.5.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{ext} = P. f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

c) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M. L .\theta.$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ : Angle de rotation.

c)Calcul de la charge totale :

- **Plancher terrasse :**

Pu = 13.33 Kn/m² G = 8.77 KN/m²

Ps = 9.77 Kn/m² Q = 1 KN/m²

- **Plancher courant :**

Pu = 11.32 Kn/m² G = 5.61 KN/m²

Ps = 8.11 Kn/m² Q = 2.5 KN/m²

On choisi la sollicitation la plus défavorable :

Pu = 13.33 KN/m²

Pser = 9.77Kn/m²

III.5.2.2. Calcul de la dalle rectangulaire (méthode forfaitaire):

Pour les dalles de forme rectangulaire on utilise la méthode forfaitaire si les conditions de cette dernière sont satisfaites.

- **Conditions de la méthode forfaitaire** :
  - Panneau de dalle rectangulaire (c.v)
  - Charge uniformément répartie (c.v)

$Q < 2\ G \Rightarrow 2.5 \leq 2 * 8.77 = 17.54$ KN/m² (c.v)

Alors la méthode forfaitaire est applicable :

lx = 0.73 m ; ly = 5 m ; e = lx/ly = 0.146 < 0.4

Alors la dalle travaille suivant une seule direction.

Remarque : le ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

a) Charge et surcharge :

Pu=13.33 Ps=9.77 kN/m.

b) Détermination des moments :

- **ELU :**

Mtx = Px lx² / 10

Max = - Px lx² / 16

AN: Px = 13.33 KN/ml ; lx = 0.73 m.

Mt x = 0.71 kN.m

Ma x= -0.44 kN.m

- **ELS:**

AN : Px = 8.13 kN/ml ; lx = 0.73 m

Mt x = 0.52 kN.m et Ma x = - 0.32 kN.m

c) Ferraillage :

Données **:** b = 100 cm ; Ø1 ≤h/10 = 15 mm on adopte.

a) Ø = 10 mm ; dx = h – e - Ø /2 = 12cm ; $\bar{\sigma}$b = 14.2 Mpa

Position	Mx	μ	ß	Ax (cm^2)	Amin (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)	St (cm)
Travée	0.71	0.0034	0.0043	1.7	1.5	4HA10	33
Appui	0.44	0.0021	0.0026	1.05	1.5	4HA10	33

Tableau.III.14. Calcul de ferraillage de la dallé pleine.

Les armatures de répartition : Ay = Ax / 4 = 0.785 cm² on adopte :

Ay = 3T10 = 2.35 cm² ; St = 33.33 cm

d) Vérification :

Mser(kn.m)	Y(cm)	IG(cm^4)	K(N/mm^3)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	vérification
0.52	2.92	4713.12	0.011	0.032	15	cv
0.32	0.23	4713.12	0.006	0.0013	15	cv

Tableau III.15.Vérification à l'ELS

e) Espacement :

St ≤ Min (3h; 33 cm) = 33 cm

St = 25 < 33 cm (c.v)

- **Armature de répartition :**

St ≤ Min (4h = 60 ; 45 cm) = 45 cm

St = 33.33 < 45 cm (c.v)

- **L'effort tranchant :**

Vmax = pl/2 = 13.33 * 0,73 / 2 = 4,86 KN

$\bar{\tau}$= 0.07 fc28/γb = 1.16 Mpa.

τu = Vmax /bd = 0.040 Mpa

Alors : τu = 0.040 Mpa < $\bar{\tau}$ (c.v)

Le béton seul peut prendre tout seul l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **La flèche :**

h/l ≥ Mt / 20 M0

A/bd ≤ 2/fe

M0 = 0.88kN.m

Alors : h/l = 0.20≥ Mt / 20 M0 = 0.04 (c.v)

A/bd = 0.0026 < 2/fe = 0.005 (c.v)

Donc le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

III.6.Les escaliers :

III.6.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.6.2. Définition des éléments d'un escalier :

- La volée : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- Le palier : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- La paillasse : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- Le jour : C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- La marche : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- La contre marche : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- L'emmarchement : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- Le collet : C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- La foulée : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

III.6.3. Prédimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 2.27m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

III.6.4.Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

Dans ce type d'escalier la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (maçonnerie ou poutraison).le calcul courant consiste à admettre des paillasses croisées de portées égales à L.

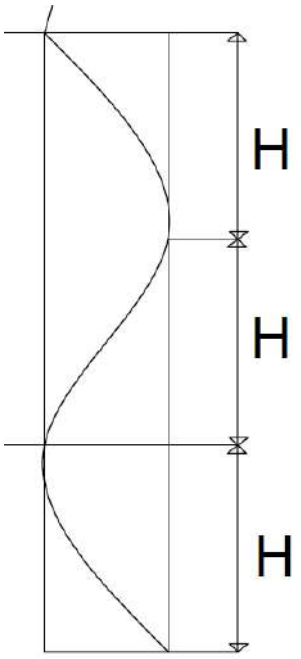


Fig .III.10.Escaliers hélicoïdal.

III.6.4.1-Dimensionnement :

- **Angle d'inclinaison " α ":**

tg α = H / l_1=340/390=0.87 α=41.08

- **Longueur de la paillasse "L":**

L=$\sqrt{(a-b)(3a+b)}$=369.9cm.

- **Épaisseur de la paillasse " e ":**

$$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30}$$

Avec : $L_{tot} = l_1$ =390cm. e =12 cm.

III.6.4.2- Evaluation des charges et surcharges:

A) Charges permanentes:

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	e / cos α=0.15	25	3.97
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**7.83**

Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

B) Charge d'exploitation :

Q=2.5kN/m^2

Détermination des efforts.

Pu=1.35G+1.5Q=14.32.

Pser=G+Q=10.33.

M=ql^2/8=q$\frac{(\mathbf{a-b})(\mathbf{3a+2b})}{\mathbf{8}}$

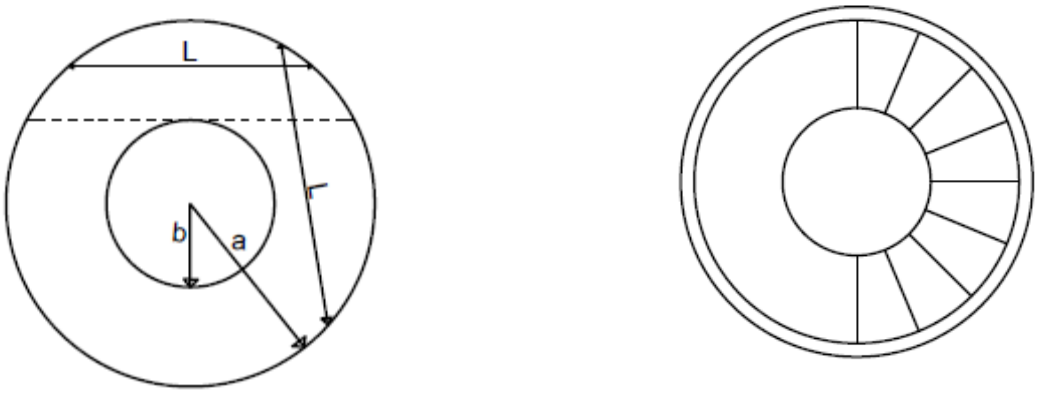


Fig.III.11.schéma escalier.

Les aciers principaux sont placés comme l'indique la figure III.13 les aciers de répartition peuvent être soit perpendiculaire a ceux-ci, soit mieux, radiaux. La méthode est simpliste, on peut se demander ce qu'elle vaut. NICOLSKY l'a comparée avec celle déduite d'une méthode élastique, il calcul ainsi un moment tangentiel Mt et un moment radial Mr Fig.III.14

Mt=$q\frac{(a-b)(a+2b)}{6}$ et Mr faible

Il a été ainsi constaté que la méthode courante conduit a des résultats légèrement en excès (pour Mt qui est le moment de flexion principal).

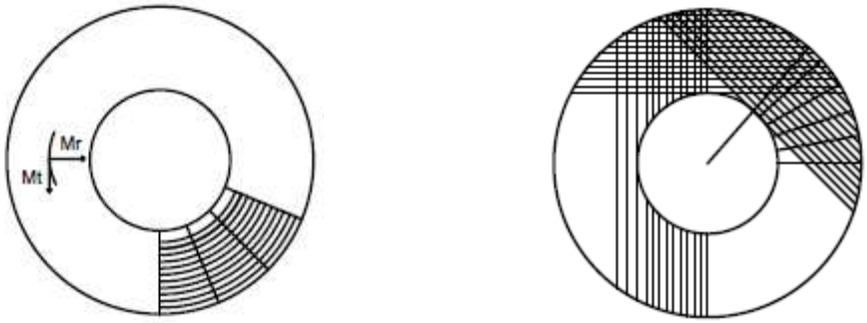


Fig.III.12. Ferraillage.

- **A l'ELU**

Mu=24.50kN.m.

Mappui=0.6Mt=14.7kN.m.

- **A l'ELS**

Mser=19.63kN.m ; Mapp=11.77kN.m.

III.6.5. Ferraillage des escaliers :

Béton	fc28=25mpa	γ_b=1.5	бbc=14.2	c=2cm
	ft28	b=100cm	h=17cm	d=15cm
Acier	FE400	fe=400mpa	γ_s=1.15	бs=348

Tableau.III.17. Les données.

	Mu	µ	ß	A	A'	Aadopt
En travée	24.50	0.076	0.960	4.88	0	5HA12=5.65
Appui	14.7	0.0460	0.976	0.28	0	2HA12=2.26

Tableau.III.18. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

III.6.5.a. Condition de non fragilité :

On vérifie que:

En travée A=5.65≥Amin=$\frac{B}{1000}$=1.7cm^2 **(CV).**

Aux appuis A=2.26≥Amin=$\frac{B}{1000}$=1.7cm^2 **(CV)**.

III.6.5.b. Les armatures de répartition :

En travée Ax=A/4=1.41cm^2 on adopte : Ax=3HA8=1.50cm^2

Aux appuis Ax=A/4=0.56cm^2 on adopte : Ax=1HA10=0.78cm^2

III.6.5.c. Vérification de l'espacement :

- En travée :

Pour les armatures longitudinales.

St=20cm≤Min [3h=51cm; 33cm].

Pour les armatures transversales.

St=20cm≤Min [3h=51cm ; 33cm].

- Aux appuis :

Pour les armatures longitudinales.

St=30cm≤Min [4h=68cm; 45cm].

Pour les armatures transversales.

St=30cm ≤ Min [4h=68cm ;45cm].

III.7. Vérification à l'E.L.S:

- **En travée :**

Données: M_{ser} 19.63 kN.m , A=5.65 cm^2.

Il faut vérifier que: $\sigma b \leq \overline{\sigma_b}$.

Où: $\sigma_b = k.y_1$ avec : $k = \frac{M_{ser}}{I_G}$

On va calculer **y** à l'aide de l'équation suivante:

$by_1^2 + 30(A+A')\, y1 - 30(A'c' + Ad) = 0$

D'où l'équation devient : $100\, y_1^2 + 169.5\, y_1 - 2542.5 = 0$

Résolvons l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 < d$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc, on trouve : **y_1=4.26 cm**

En revanche on a : $k = M_{ser} / I_G$

Avec ; $I_G = by^3/3 + 15 [A'_s (y_1 – c')^2 + A_s (d- y_1)^2]$. $\Rightarrow$ **I_G=12352.66 cm^4**

D'où alors : $k = 1963/12352.66 \Rightarrow$ **k=0.158 N/mm^3**

Donc : $\sigma_b = ky_1 = 0.158*4.26 \Rightarrow$ **σ_b = 0.67 MPa.**

Alors :

$\sigma_b = 0.67$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa **(CV).**

Donc on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

- Aux appuis

Données: M_{ser} =11.77 kN.m , A=2.26 cm^2.

Il faut vérifier que: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec : $k = \dfrac{M_{ser}}{I_G}$

On va calculer **y** à l'aide de l'équation suivante:

$by_1^2 + 30(A+A')\ y1 - 30(A'c' + Ad) = 0.$

D'où l'équation devient : $100\ y_1^2 + 169.5\ y_1 - 2542.5 = 0.$

Résolvons l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 < d$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc, on trouve : y_1=9.75 cm

En revanche on a : $k = M_{ser} / I_G$

Avec ; $I_G = by^3/3 + 15 [A'_s (y1 – c')^2 + A_s (d- y_1)^2]. \Rightarrow I_G=174771.56cm^4$

D'où alors : $k = 1177/ \Rightarrow k=0.0067\ N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = ky_1= 0.0067*9.75 \Rightarrow \sigma_b = 0.065\ MPa$

Alors :

$\sigma_b = 0.065\ MPa \leq \overline{\sigma}_b= 0,6\ f_{c28} = 15\ MPa$ **(CV).**

III.7.1- Vérification de l'effort tranchant:

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

Où : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{45.32 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.30\,MPa$

D'où alors : $\tau_u = 0.30\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ ……..**(C.V)**

III.7.2- Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-dessous sont vérifiées:

1- $\frac{h}{L_X} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{370} = 0.04 < \frac{24.50}{20 \times 24.50} = 0.05$ **(C.N.V)**

2- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 11} = 0.0051 \leq \frac{2}{400} = 0.0050$ **(C.V)**

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

On a:

- Pour les déformations instantanées:

$f_i = \frac{M_t.L^2}{10 E_i I_{fi}}$ Avec $E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{1/3} = 32164.2MPa$;

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i.\mu}$; $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$

- Pour les déformations de longues durées:

$$f_v = \frac{M_t.L^2}{10E_v I_{f_v}} \text{ avec } E_v = \frac{E_i}{3} = 10819\text{MPa} ; \; I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v.\mu} \text{ et } \lambda_v=(2/5)\,\lambda_i$$

Et : $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ où : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA}$

L: longueur de travée.

I_0: le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec n=15.

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction en" MPa ".

σ_s: la contrainte de traction effective de l'armature.

ρ: le pourcentage d'armature égal à: $A/b_0\,d$

M_{ser}: moment de service maximal dans la travée.

Pour les consoles, la flèche aux extrémités sera calculée par la formule suivante:

$$f = \frac{M_t.L^2}{4E\ .I}$$

- Pour les éléments supports sur deux appuis:

$$\begin{cases} \overline{f} = \frac{L}{500} & \text{si} \quad L \le 5\text{m} \\ \overline{f} = 0.5 + \frac{L}{500} & \text{si} \quad L > 5\text{m} \end{cases}$$

- Pour les éléments supports en console:

$$\overline{f} = \frac{L}{250} \quad \text{si} \quad L \le 2\text{m}$$

<u>Détermination de l'axe neutre:</u>

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15A} = \textbf{9.92 cm}$$

<u>Moment d'inertie de la section totale:</u>

$$I = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 = 35078.5\text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0.0037$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA} = 24.50\text{x}10^3/(0.680 \text{ x } 15 \text{ x } 5.65) = 425.12\text{MPa}$$

On déduit la valeur de ß$_1$ à partir des abaques en fonction de ρ**(%)**

Ainsi que: $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.50$

Alors : $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = 5.67 \Rightarrow I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i.\mu} = 10061.62\ cm^4$

Et $\lambda_v = (2/5)\,\lambda_i = 2.26 \Rightarrow I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v.\mu} = 18115.65\ cm^4$

Donc, on obtient : $f_i = \frac{M_t.L^2}{10 E_i I_{fi}} = 10.36$ mm

$f_v = \frac{M_t.L^2}{10 E_v I_{f_v}} = 17.11$ mm

En revanche : L < 5 m $\Rightarrow \overline{f} = 370 / 500 = 0.74$ cm

M(kN.m)	**A(cm²)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß1**	**σs (MPa)**	**μ**	**λi**	**λv**
24.50	5.65	9.92	0.0037	0.680	425.12	0.50	5.67	2.26
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
35078.5	10061.6	18115.6	3.70	10.36	17.11	6.78	7.4	**C.V**

Tableau.III.19. Récapitulation des résultats de la flèche du 1er type d'escalier.

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (e=12cm) de l'escalier.

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 :

IV.2.1.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:

$$X_G = \frac{\sum w_i \cdot x_i}{\sum w_i} \qquad Y_G = \frac{\sum w_i \cdot y_i}{\sum w_i}$$

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_M , Y_M : coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2.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 envisage des portiques contreventés par des voiles.

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- Ix et Iy : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants:

IV.2.3.a. 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 :

$K_{x\,ou\,y} = \frac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

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

E: module de YOUNG.

L: longueur du poteau.

❖ Moment d'inertie: Comme on à deux types de poteaux, donc on a les formules du moment d'inertie comme suit:

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

Poteau circulaire : $I_x = I_y = \frac{\pi.D^4}{64}$.

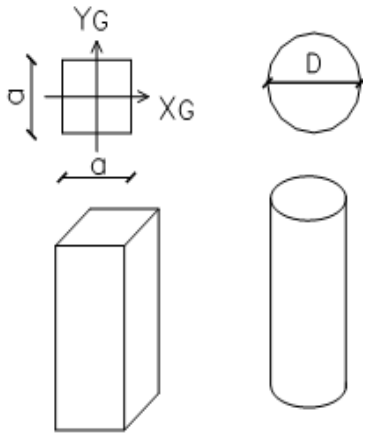


Fig. IV.1. Rigidité d'un poteau.

IV.2.3.b. Les refends pleins:

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'élever 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 : $K_{xouy} = \frac{12 I_{xouy}}{h^3}$

$K_{x,y}$:la rigidité du réfend suivant la direction (ox) et / ou (oy)

E: module de déformation longitudinale.

h: hauteur de refend.

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

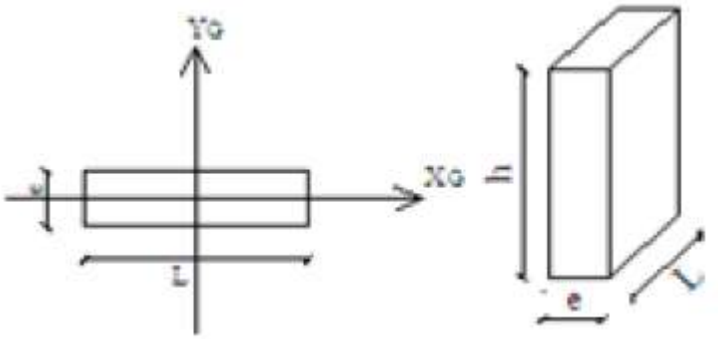


Fig. IV.2. Rigidité d'un refend.

❖ Moment d'inertie:

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

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

Pour les refends inclinés, le moment d'inertie par rapport à la droite (O, $\vec{\eta}$), passant par O et de direction $\vec{\eta}$ est défini par :

$I_\Delta = \vec{\eta} \cdot J_O \cdot \vec{\eta} \Rightarrow I_\Delta = \cos^2\alpha . I_x + \sin^2\alpha . I_y$

O : C'est le centre de gravité de la section transversale du refend.

J_O : Le tenseur d'inertie en O.

$\vec{\eta} = \begin{Bmatrix} \cos\alpha \\ \sin\alpha \end{Bmatrix}$: C'est le vecteur unitaire.

IV.2.4.Excentricité statique (théorique):

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

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_T - x_G| \\ e_y = |y_T - y_G| \end{cases}$

IV.2.5.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 plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs 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 devant être négligés.

IV. 3.Choix de la méthode du 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 deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe:

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

IV.3.3.Modélisation de la structure :

IV.3.3.1.Introduction:

L'ouvrage en question sera implanté à AIN-DEFLA **,** zone IIb *(sismicité moyenne)* selon l'addenda aux règles parasismiques algériennes *(RPA 99 VERSION 2003)* qui limite l'utilisation des portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à **03** niveaux ou " **11 m** " pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour notre structure dont la hauteur est 13.40m

IV.3.3.2.Modélisation:

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle.

A cet effet, nous avons modélisé notre ouvrage par deux modèles différents:

✓ Un premier modèle composé seulement d'une ossature autostable, dans le but de vérifier si les nouvelles prescriptions du " RPA 99 " sont justifiables ou plutôt sévères.

✓ Un deuxième modèle a 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.

Disposition des voiles :Les voiles doivent être disposer de manière à satisfaire les conditions suivantes :

- 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).

❖ **1er modèle:** Structure à ossature autostable :

A cause de la forme de notre structure, la méthode statique équivalente n'est pas applicable; donc on a opté pour le calcul en le logiciel "**SAP 2000**" qui a trois modèles fondamentaux :

- Modèle des nœuds maîtres (Modélisation par console).
- Modèle de plaque.
- Modèle de diagonale.

On va utiliser le modèle du nœud maître qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher ($W = (G + \beta.Q).A$) au niveau de centre de gravité. Cette dernière comprend entre autres les charges permanentes " G " et une fraction du " β " des surcharges d'exploitation " Q ", cette fraction " β " appelée coefficient de pondération est donnée par le tableau **(4.5)** du " RPA 99 " où **β = 0.2**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux**,** suivants :

	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	∑ Ix (m^4)	∑ Iy (m^4)	XT (m)	YT (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
0.00	0.2531	0.2688	8.07	5.54	3083.67	9.04	6.62
3.40	0.0520	0.0576	7.04	5.40	3099.54	9.15	6.18
6.80	0.0499	0.0555	6.53	5.02	2818.00	9.65	5.37
10.20	0.0115	0.0115	10.97	5.00	1930.66	10.89	4.46

Tableau IV.1.Récapitulation des résultats du 1er modèle

Excentricité			
Niveau (m)	Ex = |XT-XG| (m)	Ey = |YT-YG| (m)	Vérification
0.00	0.97	1.08	oui
3.40	2.11	0.78	oui
6.80	3.12	0.35	Non
10.20	0.08	0.54	oui

Tableau IV.2.Récapitulation des résultats du 1er modèle

Mode"i"	Période"s"	Participation modale en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant"x "	Suivant" y"	Suivant"x"	Suivant"y"
1	0.484	11	24	11	24
2	0.446	40	13	51	37
3	0.370	3	17	54	54

Tableau IV.3. Périodes et coefficients de participation massique (1er modèle)

Analyse modale de la structure: L'analyse modale d'une structure consiste à rechercher les caractéristiques des modes propres de cette structure, et en particulier les périodes propres de chaque mode, les coefficients de participation massique, ainsi que la famille des modes propres (flexion ou torsion).

Constations: D'après le fichier des résultats, on peut commenter les modes propres comme suit:

1er MODE: couplage entre la déformation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (y)

2eme MODE: couplage entre la déformation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x)

3eme MODE: c'est une torsion par rapport à l'axe OZ DE 29%.

Interprétation des résultats : on remarque que la période mode fondamentale dépasse celle estimée par les formules empiriques. En plus, on a une grande excentricité sur deux étages ; la structure est souple donc on ajoute des voiles avec différentes dispositions pour avoir une structure plus stable et plus rigide.

❖ **2éme modèle:** Ossature mixte:

Dans le 2éme modèle, et afin d'assurer une stabilité supplémentaire de la structure aux forces sismiques latérales. Nous avons introduit des voiles de contreventement, ces derniers sont disposés dans les endroits adéquats, d'un côté pour respecter l'aspect architectural adopté et d'autre côté afin de minimiser la torsion d'axe vertical.

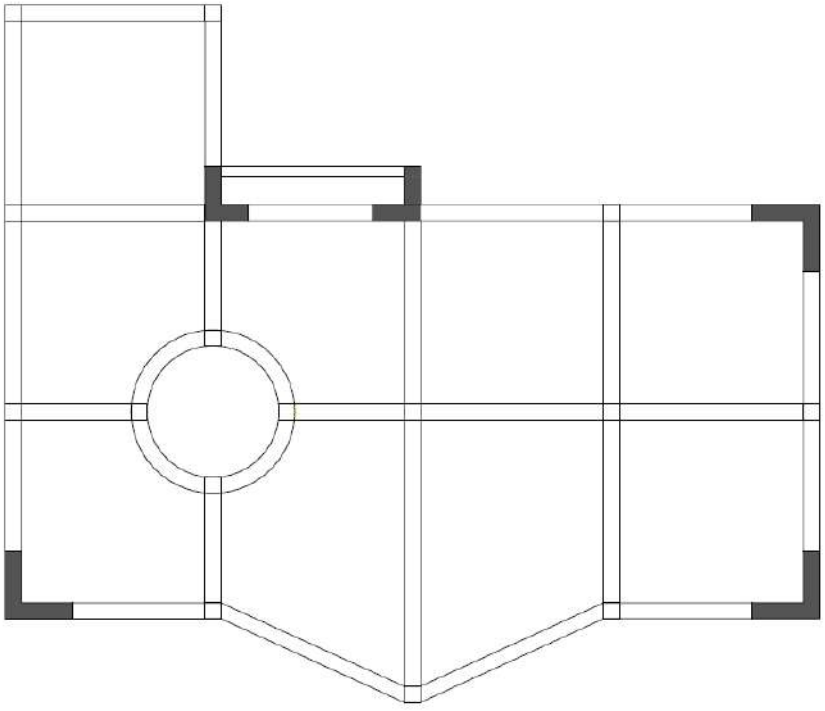


Fig. IV.3.Disposition des voiles au RDC.

VI.3.3.2.a.Caractéristiques géométriques du modèle:

1- Détermination du centre de masse et rigidité :

Niveau (m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	XG	YG
10.2	2351.18	25486.79	10415.72	10.84	4.43
6.8	3392.87	32266.19	18389.35	9.51	5.42
3.4	3741.76	33975.18	23236.33	9.08	6.21
0.00	3772.07	34024.07	24669.33	9.02	6.54

Tableau. IV.4. Centre de masse.

Niveau(m)	∑ Ix (m^4)	∑ Iy (m^4)	∑ Ix*Xi	∑ Iy*Yi	XT(m)	YT(m)
10.2	0.0287	0.0253	0.3205	0.1295	11.17	5.12
6.8	0.0668	0.0668	0.5450	0.3386	8.16	5.07
3.4	0.0692	0.0714	0.5674	0.3798	8.20	5.32
0	0.2596	0.2709	2.07	1.51	8.01	5.58

Tableau. IV.5. Centre de torsion.

2-Excentricité :

Sur les tableaux suivants, sont déterminées les valeurs des excentricités pour chaque niveau

Excentricité			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XT-XG| (m)	Ey = |YT-YG| (m)
DIAPH1	10.20	0.33	0.96
DIAPH2	6.80	1.35	0.89
DIAPH3	3.40	0.88	0.35
DIAPH4	0.00	1.01	0.69

Tableau .IV.6.Exentricité théorique

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
10.20	21.14	11.76	1.05	0.588
6.80	21.14	17.11	1.05	0.855
3.40	21.14	17.11	1.05	0.855
0.00	20	17.11	1.05	0.855

Tableau.IV.7. Excentricité accidentelle

Niveau(m)	Ex théo	Ex acc	Exth± Ex acc	Ey the	Ey acc	Eythé±Ey acc
10.2	0.33	1.05	1.38	0.96	0.588	1.54
6.8	1.35	1.05	0.33	0.89	0.855	0.04
3.4	0.88	1.05	0.17	0.35	0.855	0.505
0	1.01	1.05	0.04	0.69	0.855	0.16

Tableau .IV.8. Excentricité totale.

IV.3.3.3 Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A.\left[1+\dfrac{T}{T_1}\left(1.25\eta.\dfrac{Q}{R}-1\right)\right] & 0\le T\le T_1\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\dfrac{Q}{R}\right).\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3s\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\dfrac{Q}{R}\right).\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}.\left(\dfrac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3s\end{cases}$$

S_a: spectre de réponse.

A: coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement, $\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}=\sqrt{\frac{7}{(2+7)}}=0.88\ge 0.7$.

R: coefficient de comportement de la structure.

T_1 , T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q: facteur de qualité

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

A = fct (zone IIb, groupe d'usage 2) = 0,20

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

ξ = 7 % [RPA: Tab.4.2]. Avec remplissage dense → η = 0,882

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

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

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. Donc R=4

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

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

$Q=\sum_1^6 Pq$

Qx=1.1

Qy=1.2

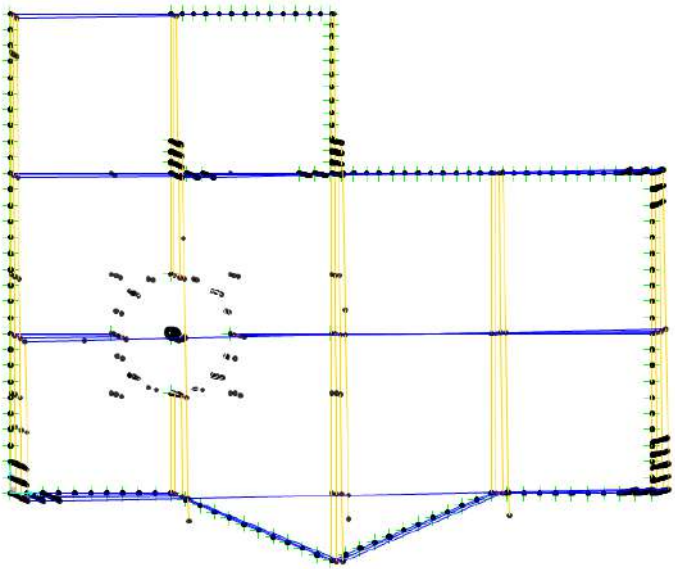
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

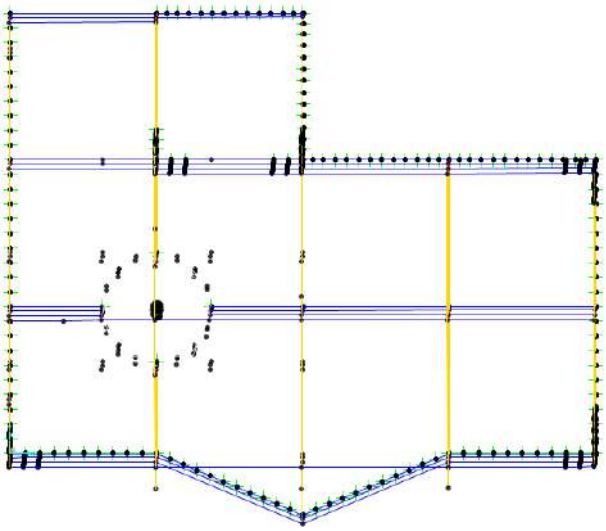
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige

Les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification des périodes.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

1er mode **2ème mode**





3ème mode

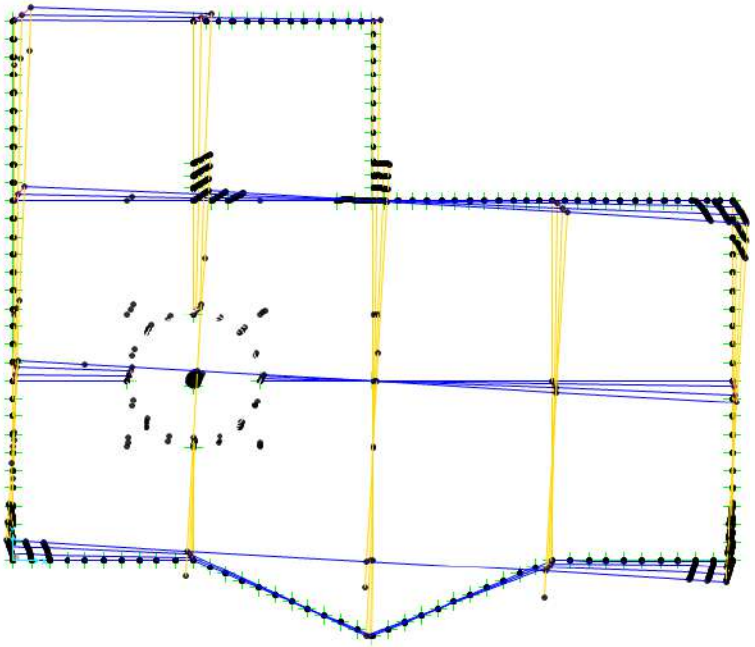


Fig.IV.4. Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant X	Translation suivant Y	Rotation autour de Z

Tableau.IV.9. Le comportement des trois premiers modes.

IV.4.1. vérification de participation massique :

Cumuls des masses modales effectives						
Mode	**Période**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**	**RZ**
1	0.352143	47%	1%	47%	1%	6%
2	0.331304	1%	51%	48%	52%	0%
3	0.27189	6%	0%	54%	52%	44%
4	0.12221	4%	6%	58%	58%	1%
5	0.118683	6%	4%	64%	62%	0%
6	0.103408	0%	0%	64%	62%	0%
7	0.087968	0%	2%	64%	64%	11%
8	0.065841	0%	0%	64%	64%	0%
9	0.064653	2%	1%	66%	66%	0%
10	0.062896	1%	1%	68%	67%	0%
11	0.06267	0%	0%	68%	68%	0%
12	0.056314	0%	0%	68%	68%	0%
13	0.052817	0%	0%	68%	68%	0%
14	0.049696	0%	0%	68%	68%	0%
15	0.04937	0%	0%	68%	68%	0%
16	0.049054	0%	0%	68%	68%	0%
17	0.045089	0%	2%	68%	69%	3%
18	0.043822	0%	0%	68%	69%	0%
19	0.043746	0%	0%	68%	69%	0%
20	0.04184	0%	0%	68%	69%	0%
21	0.038372	0%	0%	68%	69%	0%
22	0.037178	0%	0%	68%	69%	0%
23	0.035975	1%	0%	69%	69%	0%
24	0.034675	0%	0%	69%	69%	0%
25	0.034401	5%	0%	74%	69%	1%
26	0.033113	0%	1%	74%	71%	0%
27	0.03267	4%	0%	78%	71%	1%
28	0.032454	13%	0%	90%	72%	2%
29	0.031813	0%	9%	91%	81%	0%
30	0.030919	1%	2%	91%	83%	0%
31	0.0307	0%	0%	91%	83%	0%
32	0.03043	0%	1%	91%	84%	0%
33	0.030163	0%	3%	91%	87%	0%
34	0.029968	0%	3%	92%	91%	0%

Tableau .IV.10.Coefficient de participation massique.

IV.4.2. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de Sap2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :
  T=0.09*hN / $\sqrt{D}$
- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
- hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

Tx=0.273 Ty=0.316

	Tempirique(s)	Tnumérique(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
x	0.273	0.352	0.354	oui
y	0.316	0.307	0.451	oui

Tableau .IV.11.vérification des périodes.

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

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6] .Donc il faut vérifier que $\frac{Vt}{v}$>0.8

- **Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule : $V_x = \frac{A.Dx.Qx.W}{R}$. $V_y = \frac{A.Dy.Qy.W}{R}$.

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone
  A = 0,20
- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D=\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta(T2/T)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Dy=2.205

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi	Vx	Vy
0.2	2.205	2.205	4	1.1	1.2	12669.20	1536.45	1676.13

Tableau.IV.12.force sismique

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
x	1536.45	1589.48	1229.16	oui
y	1676.13	1791.12	1340.90	oui

Tableau.IV.13.vérification de la force sismique.

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

La stabilité au renversement est assurée si le rapport du moment stabilisant au moment renversant est au moins égal à 1.5.

Le moment stabilisant est dû au poids de la structure.

- ✓ Suivant (x): $\mathbf{M_{stab} = \Sigma\ W_j\ .X_{Gj}}$
- ✓ Suivant (y): $\mathbf{M_{stab} = \Sigma\ W_j\ .Y_{Gj}}$

$\mathbf{W_j}$: poids total de l'étage " j ".

$\mathbf{X_{Gj}}$, $\mathbf{Y_{Gj}}$: centre de gravité de chaque étage " j ".

Le moment renversant est causé par l'action sismique, il est donné par l'expression suivante:

$M_{renvt} = \Sigma\ F_{i.}\ H_i$

$\mathbf{F_i}$: effort sismique au niveau " i", il est donné par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)w_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j \cdot h_j}$$

F_t: Force concentrée au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration; sa valeur ne dépassera en aucun cas 0.25 V, et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7 secondes.

$\mathbf{h_i}$: niveau du plancher où s'exerce la force F_i.

$\mathbf{h_j}$: niveau d'un plancher quelconque.

$\mathbf{w_i}$, $\mathbf{w_j}$ **:** poids revenant aux planchers i, j .

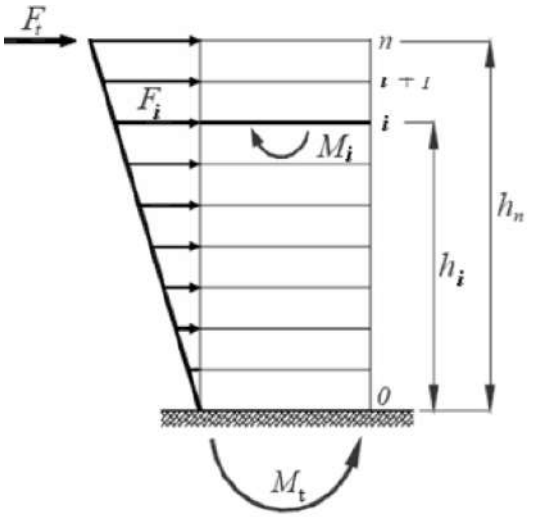


Fig.IV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

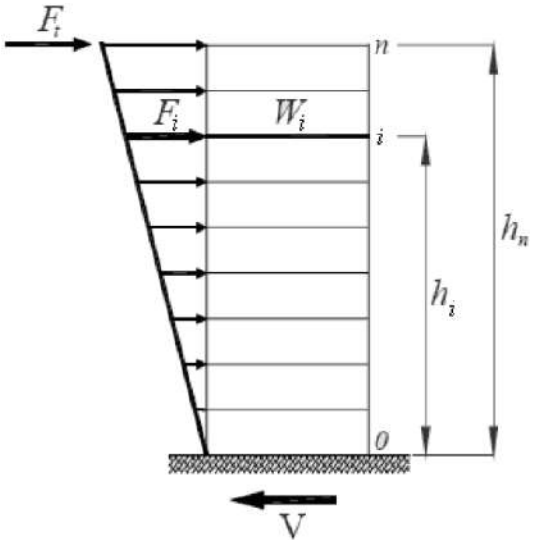


Fig.IV.6. Distributions des forces sismiques.

Vx=1589.48kN

Niveau	Wi	Wi*hi	Fix
10.20	2350.33	7991.12	637.70
6.80	3391.65	11531.61	613.49
3.40	3740.42	12717.42	338.28

TableauIV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Vy=1791.12kN

Niveau (m)	Wi	Wi*hi	Fiy
10.20	2350.33	7991.12	718.60
6.80	3391.65	11531.61	691.32
3.40	3740.42	12717.42	381.20

Tableau.IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Donc, on a :

Niveau(m)	Wi(kN)	Wi*XG(kN.m)	Wi*YG(kN.m)
10.20	2350.33	23973.36	10411.96
6.80	3391.65	22351.63	12738.78
3.40	3740.42	21340.99	14595.54
0.00	3770.72	21199.97	15371.15

Tableau.IV.16.moment de stabilité.

- Moments de stabilité

Msy=125707.07kN.m.

Msx=76683.22kN.m.

Niveau(m)	Wi(kN)	Hi(m)	Hi*Fix	Hi*Fiy
10.20	1933.73	10.20	6504.56	7329.74
6.80	2949.96	6.80	4171.75	4700.98
3.40	3231.49	3.40	1150.18	1296.10
0.00	3499.54	0.00	0.00	0.00

Tableau.IV.17.Moment de renversement.

- Moment de renversement

Mrx=11826.49kN.m.

Mry=13326.82kN.m.

- Vérification

Msx/Mrx=10.62>1.5.

Msy/Mry=5.75>1.5.

La structure est stable au renversement.

IV.4.5. Vérification des déplacements :

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

$\delta k = R\delta ek$ [RPA: Art 4.4.3]

- δek : Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

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

$\Delta k = \delta k - \delta k-1$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec : He : la hauteur de l'étage k.

Niveau	δx (cm)	R*δx (cm)	Δx (cm)	δy (cm)	R*δy (cm)	Δy (cm)	0.01he (cm)	$\Delta k < \Delta k_{limite}$
10.20	0.74	2.95	1.01	0.29	1.17	0.44	3.4	Oui
6.80	0.48	1.94	1.08	0.18	0.73	0.42	3.4	Oui
3.40	0.22	0.86	0.82	0.08	0.31	0.30	3.4	Oui
0.00	0.01	0.0	0.04	0.00	0.01	0.01	3.4	Oui

Tableau.IV.18.Déplacement inter-étage sous l'effet de Vx.

Niveau	δx (cm)	R*δx (cm)	Δx (cm)	δy (cm)	R*δy (cm)	Δy (cm)	0.01he (cm)	$\Delta k < \Delta k_{limite}$
10.20	0.06	0.23	0.08	0.71	1.46	2.85	3.4	Oui
6.80	0.04	0.15	0.07	0.46	0.87	1.83	3.4	Oui
3.40	0.02	0.08	0.08	0.22	0.33	0.87	3.4	oui
0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.04	3.4	oui

Tableau.IV.19.Déplacement inter-étage sous l'effet de Vy.

IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : θ= Pk* Δ k / Vk*hk ≤ 0.10

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
  k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- Hk : hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10<θ≤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 >0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	Pk(kN)	Δkx(cm)	Δky(cm)	Vkx(kN)	Vky(kN)	hk(cm)	θx(cm)	θy(cm)	$\theta \leq 0.10$
10.20	2391.05	1.01	1.02	637.70	718.60	1020	0.0037	0.0033	oui
6.80	3391.65	1.08	0.96	613.49	691.31	680	0.0088	0.0070	oui
3.40	3740.42	0.82	0.83	338.26	381.20	340	0.0269	0.0241	oui

Tableau.IV.20.Vérification l'effet P-Δ.

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

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2.Les combinaisons des charges :

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
  - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
  - E.L.S: G + Q
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 ":
  - 0.8 G ± E
  - G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.Recommandations des reglements :

Selon le règlement " RPA 99 " **(Art. 7.5.2).**

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

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

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

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

✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St\ .\ b$

B: longueur de la poutre.

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

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

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

V.4.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants. Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

	niveau	Position	Mu kn.m	situation	A’	Acalculée	Achoisie
intermédiaire	terrasse	travée	21.15	dur	0	1.77	3HA12=3.39 cm^2
		appui	39.96	dur	0	3.41	1HA14+2HA12=3.80 cm^2
	étages	travée	36.84	dur	0	3.13	3HA12=3.39cm^2
		appui	52.48	dur	0	4.55	3HA14=4.62 cm^2
rive	terrasse	travée	14.69	dur	0	1.22	3HA12=3.39 cm^2
		appui	25.54	dur	0	2.15	3HA12=3.39 cm^2
	étages	travée	25.24	dur	0	2.12	3HA12=3.39 cm^2
		appui	45.44	dur	0	3.90	1HA12+2HA14=4.21 cm^2

Tableau.V.1.Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	niveau	Position	Mu kn.m	situation	A'	Acalculé	Achoisie
Intermédiair	terrasse	appui	49.31	Acc	0	2.80	3HA12=3.39 cm^2
	étages	appui	84.49	Acc	0	4.88	2HA14+1HA16=5.09 cm^2
Rive	terrasse	appui	53.88	Acc	0	3.06	3HA12=3.39 cm^2
	étages	appui	72.73	Acc	0	4.18	3HA14=4.62 cm^2

Tableau.V.2.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

V.4.1.Vérification des contraintes:

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule : $\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$.

- ✓ Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Avec : $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y$.

- ✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:
  - $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
  - $\sigma_s = \dfrac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma}_s = \min\left[\dfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.66\,\text{MPa} ; 201.63\,\text{MPa}\right] = 201.63\,\text{MPa}$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

	niveau	Position	Mser	Combinaison	Achoisie	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Intermédiaire	Terrasse	travée	15.43	G+Q	3.39	1.2	13.55	oui
		appui	29.20	G+Q	3.80	4.2	186.4	oui
	étages	travée	26.88	G+Q	3.39	4	191	Oui
		appui	38.45	G+Q	4.62	5.1	200.3	Oui
rive	terrasse	travée	10.74	G+Q	3.39	0.8	9.4	Oui
		appui	18.69	G+Q	3.39	1.4	16.3	Oui
	étages	travée	17.88	G+Q	3.39	1.4	15.6	oui
		appui	33.30	G+Q	4.21	4.6	192.6	oui

Tableau.V.3Vérification a l'ELS pour les poutres principales.

	niveau	Position	Mser	combinaison	Achoisie	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
intermédi	Terrasse	appui	9.06	G+Q	3.39	0.7	7.9	oui
	Etages	appui	26.84	G+Q	5.09	3.4	129.5	oui
rive	Terrasse	appui	23.12	G+Q	3.39	1.8	20.1	oui
	Etages	appui	42.94	G+Q	4.62	5.7	200.9	oui

Tableau.V.4.Vérification a l'ELS pour les poutres secondaires.

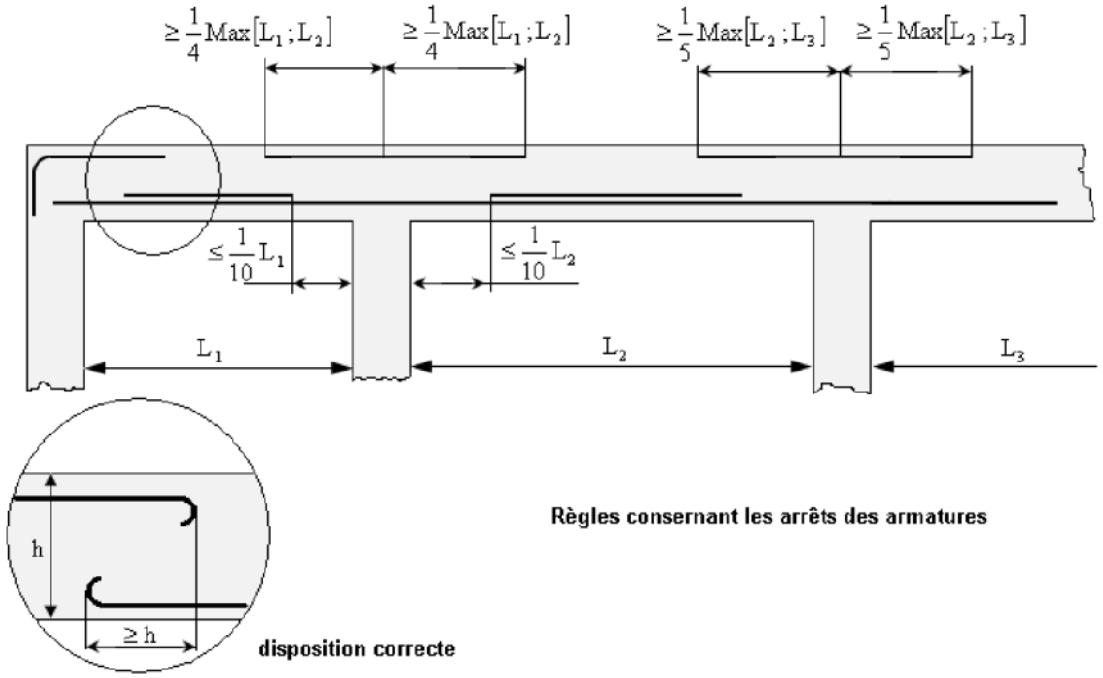
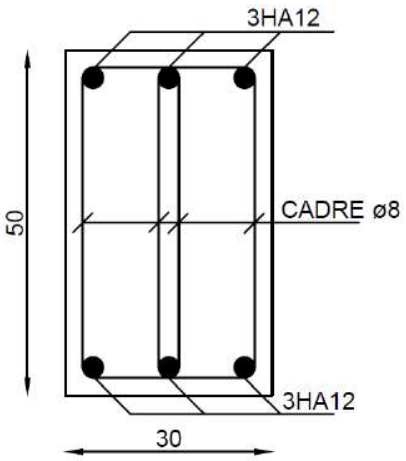
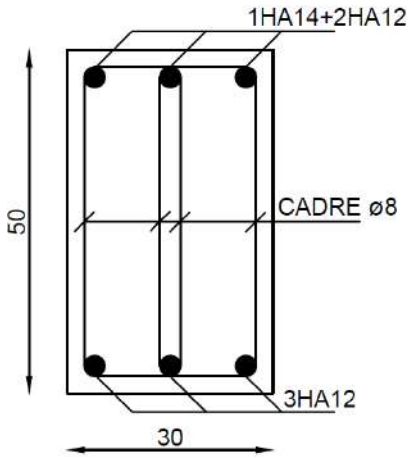


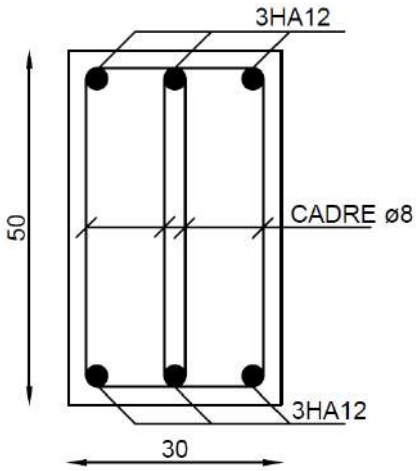
Fig V.1. Disposition des armatures pour les poutres.



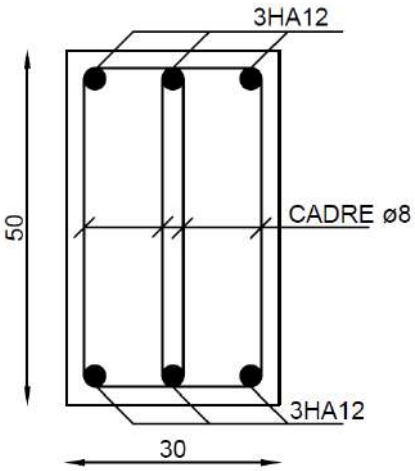
Travée



Appui

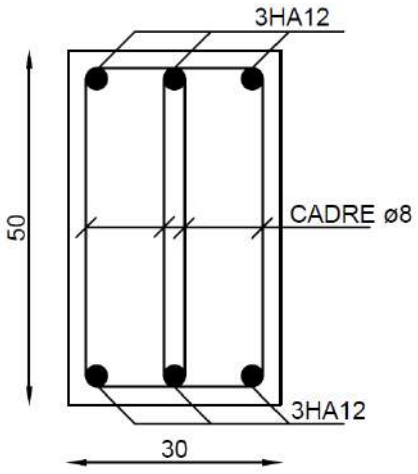


Travée

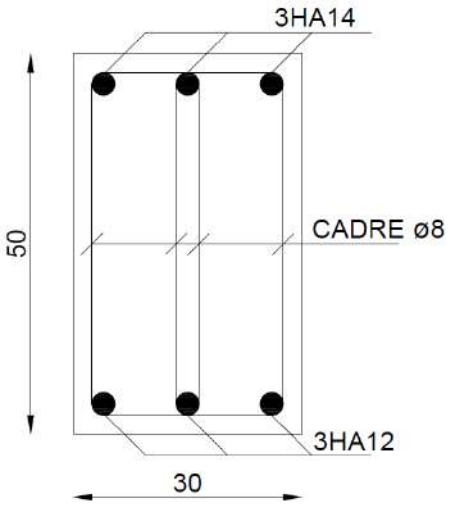


Appui

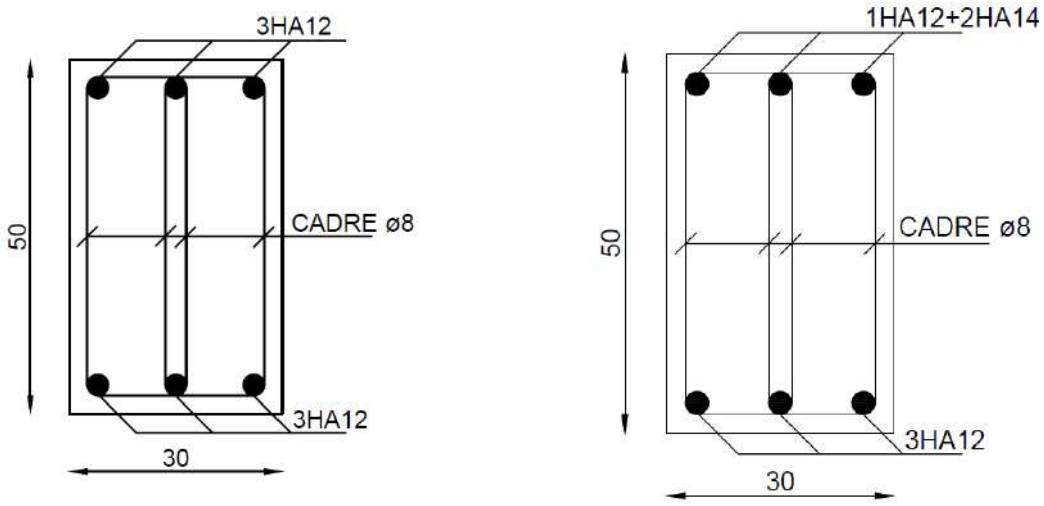
Fig.V.2 Poutre principale intermédiaire et rive terrasse appui et travée.



Travée

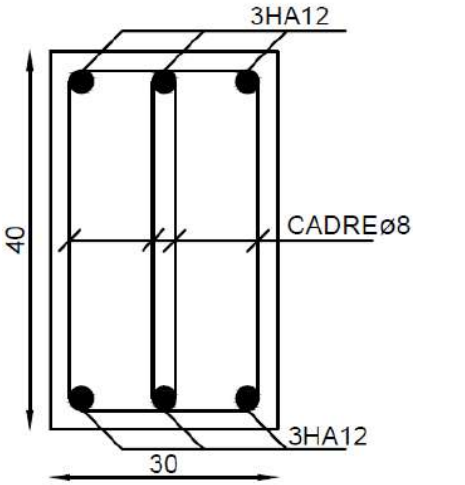


Appui

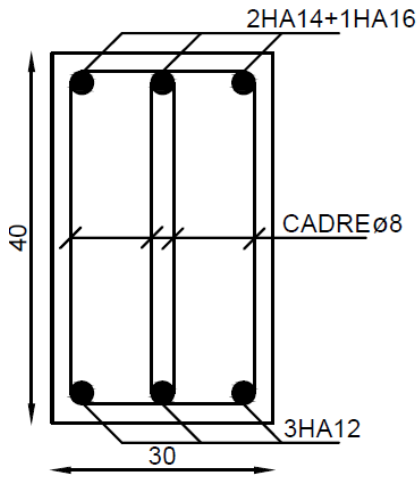


Travée Appui

Fig.V.3 Poutre principale intermédiaire et rive étage.

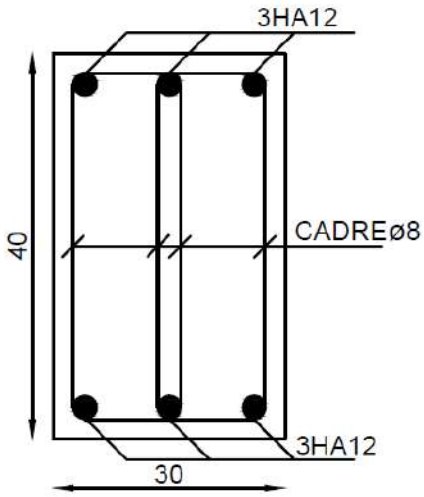


Appui

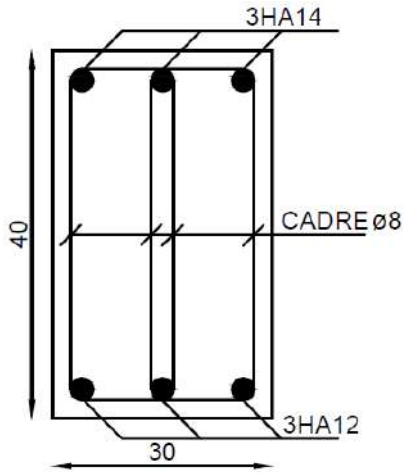


Appui

Fig.V.4 Poutre secondaire intermédiaire terrasse et étage.



Appui



Appui

Fig.V.5 Poutre secondaire rive terrasse et étage.

V.4.2. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA
- A appui ≥ Amin RPA

	niveau	Position	Aadpt	Amin CBA	Verification
intermédiaire	terrasse	travée	6.78	1.5	oui
		appui	7.19	1.5	oui
	étages	travée	6.78	1.5	oui
		appui	11.4	1.5	oui
rive	terrasse	travée	6.78	1.5	oui
		appui	6.78	1.5	oui
	étages	travée	6.78	1.5	oui
		appui	7.6	1.5	oui

Tableau. V.5.vérification des poutres principales selon le CBA.

	niveau	Position	Aadpt	Amin RPA	Vérification
intermédiaire	terrasse	travée	6.78	6	oui
		appui	7.19	6	oui
	étages	travée	6.78	6	oui
		appui	11.4	6	oui
rive	terrasse	travée	6.78	6	oui
		appui	6.78	6	oui
	étages	travée	6.78	6	oui
		appui	7.6	6	oui

Tableau. V.6.vérification des poutres principales selon le RPA.

	niveau	Position	Aadpt	Amin RPA	Vérification
intermédiair	terrasse	appui	6.78	6	oui
	étages	appui	8.48	6	oui
Rive	terrasse	appui	6.78	6	oui
	étages	appui	8.01	6	oui

Tableau.V.7.vérification des poutres secondaires selon le RPA.

	niveau	Position	Aadpt	Amin CBA	Vérification
intermédiair	terrasse	appui	6.78	1.2	oui
	étages	appui	8.48	1.2	oui
rive	terrasse	appui	6.78	1.2	oui
	étages	appui	8.01	1.2	oui

Tableau.V.8.Vérification des poutres secondaires selon le CBA.

V.4.3.Vérification des contraintes de cisaillement:

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a:

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

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

Pour les fissurations préjudiciables, on a:

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

- ✓ $\overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$ (situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa}$ (situation accidentelle).

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant:

	niveau	Position	Tu	Combinaison	τu	$\overline{\tau u}$	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Inter	terrasse	appui	28.40	acc	0.21	4.34	oui
	étages	appui	52.01	acc	0.38	4.34	Oui
rive	terrasse	appui	15.88	acc	0.11	3.26	Oui
	étage	appui	85.73	durable	0.63	2.5	oui

Tableau .V.9.Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres principales.

	niveau	Position	Tu	Combinaison	τu	$\overline{\tau u}$	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Inter	terrasse	appui	36.42	acc	0.34	4.34	oui
	étages	appui	63.03	dur	0.60	3.3	Oui
rive	terrasse	appui	22.65	acc	0.21	3.26	Oui
	étage	appui	45.44	durable	0.43	2.5	oui

Tableau .V.10.Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres secondaires.

V.4.4.Calcul des armatures transversales:

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

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

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

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

Les valeurs des sections d'armature (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant:

section cm²	**τ_U MPa**	**CBA 93 (cm)**		**RPA 99 (cm)**			**$S_{t\ adopté}$**		**A_t(cm2)**	
		S_{t1}	**At**	**S_N**	**S_C**	**At**	**Z_N**	**Z_C**	**$A_{choisie}$**	**A_{min}**
30x50	0.63	40	1.20	12.5	25	1.12	10	20	4Ø8	1.12
30x40	0.60	31.5	1.10	10	20	0.9	10	20	4Ø8	0.9

Tableau.V.11.Armatures transversales.

V.4.5.Vérification de la flèche:

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées ne répondent pas aux conditions suivantes:

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$.

$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ Avec: $M_t = k.M_0\ (0.75 \leq k \leq 0.85)$ où $k = 0.8$.

Poutres	**S_{ect} (cm²)**	**L (m)**	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	**Obser**
Porteuses	30 x 50	5	0.08	0.0625	0.1	0.0080	0.0105	**C.V**
Non porteuses	30x40	5	0.08	0.0625	0.08	0.0051	0.0105	**C.V**

TableauV.12.Vérification de la flèche des poutres.

V.6.Ferraillage des poteaux :

V.6.1.Introduction:

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal. Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.6.2.Etat limite ultime de stabilité de forme:

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

$$e = e_1 + e_2 \text{ Avec : } e_1 = \frac{M}{N} + e_a \quad \text{et} \quad e_2 = \frac{3L_f^2 (2 + \alpha.\varphi)}{10 .h}$$

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

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

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

e_a: excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

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

L_f: longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

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

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

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

V.6.3.Recommandations des règlements:

✓ **Selon le RAP 99:**

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

$0.9\% \le \frac{A}{b.h} \le 3\%$ (Zone courante).

$0.9\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\%$ (Zone de recouvrement).

- Le diamètre minium de recouvrement est de 50 Φ en zone IIb.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone IIb

✓ **Selon le CBA 93:**

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

V.6.4.Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables. D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

1er cas : (M_{max} ; N_{corr}). Influence du moment max ; le poteau est soumis à une grande flexion malgré l'effort normal.

2eme cas : (N_{max} ; M_{corr}). Le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment

3eme cas : (N_{min} ; M_{corr}). L'effort normal dans ce cas est minimum correspond à un effort de traction.

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

Etage	**Section (cm^2)**	**Cas**	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**Situat**	**A_{cal} (cm^2)**	**A(cm^2) (RPA)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**	**A_{adopt} (cm^2)**
Sous-sol	**55x55**	**1er**	429.98	93.09	Acc	6.2	27.22	27.22	12HA20=37.7
		2eme	1567.3	10.81	Dur	8.8	27.22		
		3eme	3.47	1.19	Acc	3.1	27.22		
RDC +1er	**40x40**	**1er**	843.06	71.69	Acc	8.8	14.4	14.4	6HA16+2HA 14=15.14
		2eme	1128.6	6.25	Acc	8.8	14.4		
		3eme	4.19	0.72	Acc	2.1	14.4		
2eme	**30x30**	**1er**	234.75	47.18	ACC	4.4	8.1	8.1	8HA14=12.32
		2eme	340.78	6.07	DUR	4.4	8.1		
		3eme	19.59	38.60	Acc	4.4	8.1		

Tableau.V.13.Déterminations des armatures à l'ELU.

V.6.5.Vérification à l'E.L.S:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles C.B.A; concernant la flexion composée. La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.66\,MPa ; 201.63\,MPa\right] = 201.63\,MPa$$

Etage	Sect (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σb (Mpa)	σs	$\sigma b < \overline{\sigma}$b	$\sigma s < \overline{\sigma s}$
Sous-sol	55 x 55	341.89	46.48	37.70	2.2	29.2	oui	oui
		1135.05	7.86	37.70	3.4	49.9	oui	-
		92.59	2.93	37.70	0.3	4.8	oui	oui
RDC + 1er	40 x 40	706.30	19	15.14	4.7	68.7	oui	oui
		818.45	4.52	15.14	4.4	65	oui	oui
		93.22	8.20	15.1	1	13.6	oui	-
2eme	30x 30	202.05	13.9	12.32	4	55.2	oui	oui
		249.68	4.40	12.32	4.2	58.4	oui	-
		99.07	5.11	12.32	2.8	37.7	oui	oui

Tableau.V.14.Vérification des armatures à ELS des poteaux.

V.6.6.Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant:

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

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

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

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

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

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

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau.

I: Moment d'inertie du poteau.

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

Si la fissuration est peu nuisible:

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

Si al fissuration est préjudiciable:

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

Etage	**section (cm)**	**$T_{u\ max}$ kN**	**τ_u MPa**	**λ**	**ρ_d**	**Situat**	**$\overline{\tau}_{RPA}$ MPa**	**$\overline{\tau}_{CBA}$ MPa**	**Observat**
Sous-sol	55x55	149	0.54	10.70	0.0075	acc	1.87	4.32	oui
RDC+ 1er	40x40	58.27	0.42	14.72	0.0075	acc	1.87	3.26	oui
2ème	30x30	34.39	0.46	19.63	0.0075	acc	1.87	3.26	oui

Tableau.V.15.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

V.6.7.Armatures transversales:

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est donnée par: $A_t = \dfrac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$

T_u: effort tranchant de calcul.

h_1: hauteur de la section du poteau.

S_t: espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)} \end{cases} \text{ (Zone IIb)}$$

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

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

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

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

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

Etage	**Dim (cm)**	**$T_{u\,max}$ kN**	**$10\Phi_l$ (cm)**	**λ**	**Zone**	**S_t cm**	**$A_{t\ cal}$ cm²**	**$A_{t\ min}$ cm²**	**Choix**	
									A_t cm²	**Φ mm**
Sous-sol	55x55	149	20	3.09	Z.N	8	2.03	1.76	3.14	4 Φ10
					Z.C	12	3.04	2.64		
RDC + 1er	40x40	58.27	20	4.25	Z.N	8	1.07	1.28	3.14	4 Φ10
					Z.C	12	1.63	1.92		
2eme	30x30	34.39	20	5.66	Z.N	8	0.5	0.96	3.14	4 Φ10
					Z.C	12	0.85	1.44		

Tableau.V.16.Choix des armatures et leurs espacements des poteaux carrés.

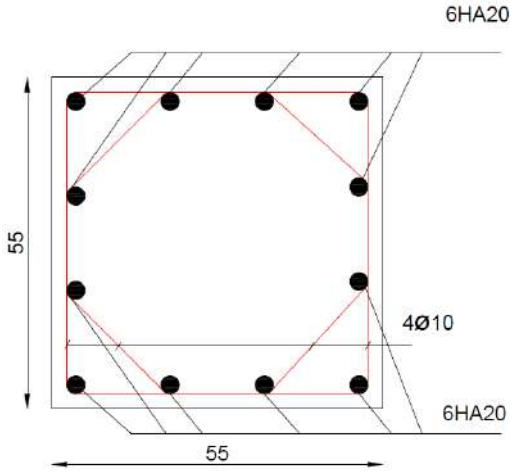


Fig. V.6. Ferraillage des poteaux du sous-sol.

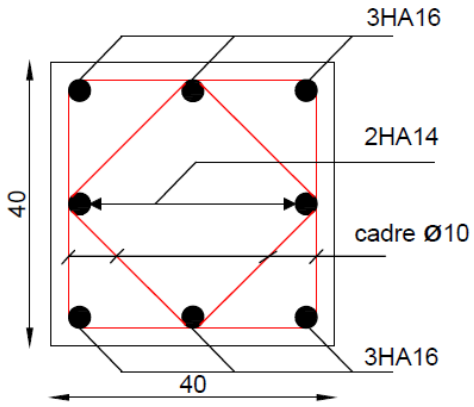


Fig. V.7. Ferraillage RDC+1er étage.

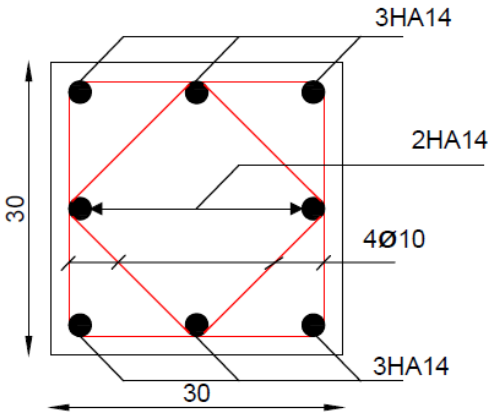


Fig. V.8. Ferraillage 2ème étage.

V.7.Ferraillage des voiles :

V.7.1.Les voiles pleins:

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

V.7.2.Traitement du " SAP 2000 ":

Pour le traitement des voiles avec le logiciel SAP 2000, on a utilisé le bloc " SHELL "; et on a effectué un maillage pour mieux comprendre le comportement des voiles.

Recommandations réglementaires:

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

- Selon le CBA 93:

$$0.1 \leq \frac{A}{a.h} \leq 5\%$$

- Selon le RPA 99:

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

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

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

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

B) <u>Armatures horizontales:</u>

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

- <u>Selon le CBA 93</u>:

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

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

- <u>Selon le RPA 99</u>:

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

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

Avec: τ_b : Contrainte de cisaillement.

A_h: Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile**.**

<u>La contrainte limite de cisaillement $\overline{\tau}_b$:</u>

$$\tau \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \qquad \text{Où } \tau = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec : } V = 1.4\, V_{U\ Calcul}$$

C) Armatures transversales:

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

Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

✓ La longueur de recouvrement doit être égale:

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

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

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

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

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

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

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

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

Etage	**a (cm)**	**Cas**	**N (kN)**	**M kN.m**	**Situat**	**A_{cal} cm²**	**A_{min} (cm²) (CBA)**	**A_{min} (cm²) (RPA)**	**$A_{adoptée}$ (cm²)**
Sous-sol	0.15	1er	788.92	339.8	acc	37.7	7.5	11.25	37.70
		2eme	788.92	339.8	acc	37.7	7.5	11.25	
		3eme	152.98	16.73	acc	20.6	7.5	11.25	
RDC+1er	0.15	1er	795.19	231.4	acc	12	2.4	3.6	12
		2eme	795.19	231.4	acc	12	2.4	3.6	
		3eme	5.39	22.5	acc	7.5	2.4	3.6	
2eme	0.15	1er	171.95	121.3	acc	7.5	1.5	2.25	7.5
		2eme	171.95	121.3	acc	7.5	1.5	2.25	
		3eme	1.67	118.2	acc	7.5	1.5	2.25	

Tableau.V.17:Section des armatures verticales dans les voiles.

N (kN)	**L(m)**	**L/10 (m)**	**$S_{t\ min}$ (cm)**	**Etage**	**$A_{adoptée}$ (cm²)**	**$S_{t\ Choisi}$ (cm)**	**$A_{Choisie}$ (cm²)**
V1	5	0.5	22.5	sous-sol	37.70	20	30HA14=46.18
V2	1.6	0.16	22.5	RDC+1er	12	16	2x (2HA12+8HA14)
				2eme	12	16	2x (2HA12+8HA14)
V3	1	0.1	22.5	RDC+1er	7.5	20	2x (2HA12+4HA14)
				2eme	7.5	20	2x (2HA12+4HA14)

Tableau.V.18: Armatures verticales dans les voiles.

Espacement:

D'après le RPA 99, on a l'espacement admissible:

$$S_v \le \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$

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

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

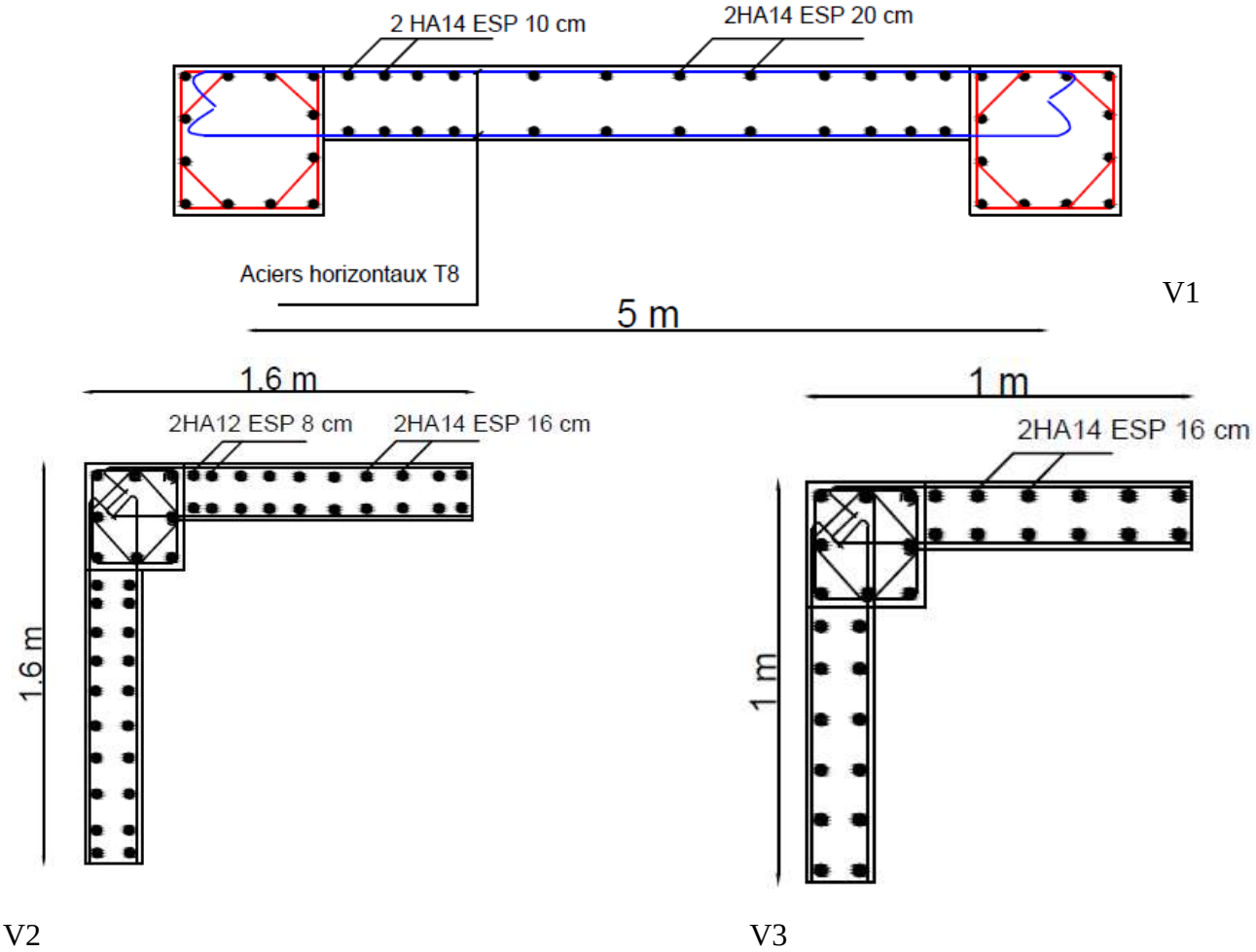


Fig. V.9.Disposition des armatures dans les voiles.

V.7.3.Calcul des armatures horizontales:

Etage	V_u **(kN)**	$\overline{V}_u$ **(kN)**	τ_u **(MPa)**	$\overline{\tau}_{RPA}$ **(MPa)**	φ_h **(mm)**	$A_{h\,min}$ **(cm²)**	**$A_{choisie}$ (cm²)**	**S_h (cm)**		**S_h adopt (cm)**
								CBA	**RPA**	
Sous-sol	266.38	372.9	0.55	5.00	8	7.5	**18HA8**	40	22.5	**20**
RDC+ 1er	137.92	193.1	0.89	5.00	8	3.6	**14Ha8**	40	22.5	**20**
2ème	110.84	155.1	0.71	5.00	8	3.6	**14HA8**	40	22.5	**20**

Tableau.V.19. Calcul des armatures horizontales.

V.7.4.Vérification à l'ELS:

Etage	**a (cm)**	**N_{ser} (kN)**	**M_{ser} (kN.m)**	**A (cm^2)**	**σ_b(MPa)**	**σ_s(MPa)**
Sous-sol	0.15	607.69	56.24	46.18	0.7	11.1
RDC+1er	0.15	151.20	23	14.58	0.8	11.44
2eme	0.15	67	39	8.42	0.6	9.4

Tableau.V.20.Vérification à l'ELS.

Les contraintes dans le béton et l’acier sont vérifie.

VI.1.Introduction :

Une fondation est par définition, 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. La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

VI .2.Reconnaissance du sol (Contrainte admissible) :

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, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant. On a donc $\bar{\sigma}$sol=2bars

VI.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Les différents types des fondations choisis pour notre structure sont :

- ✓ Semelles filantes sous poteaux et voiles
- ✓ Semelles filantes sous poteaux
- ✓ Semelles isolées

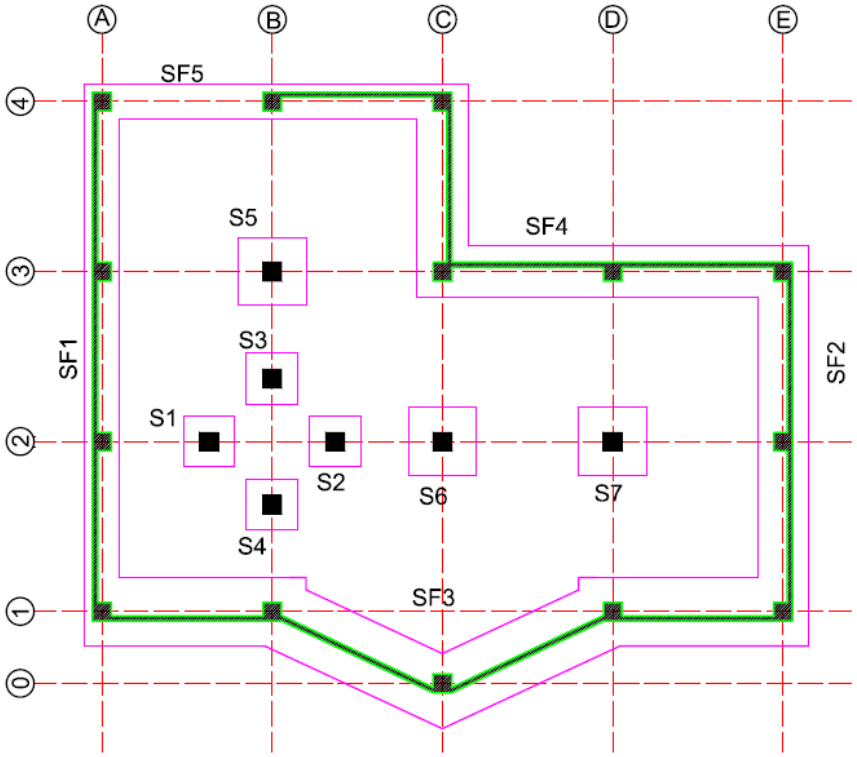


Fig.VI.1. Disposition des semelles.

VI.4. Calculs des semelles filantes :

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

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

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteaux-au niveau de leurs encastrements- et avec la présence des longrines qui absorbent un pourcentage important de ces moments, on les faillit pour la facilité du calcul. Touts les efforts normaux maximaux sont obtenus par la combinaison 1.35G+1.5Q.

VI.4.1.Semelles filantes sous voiles :

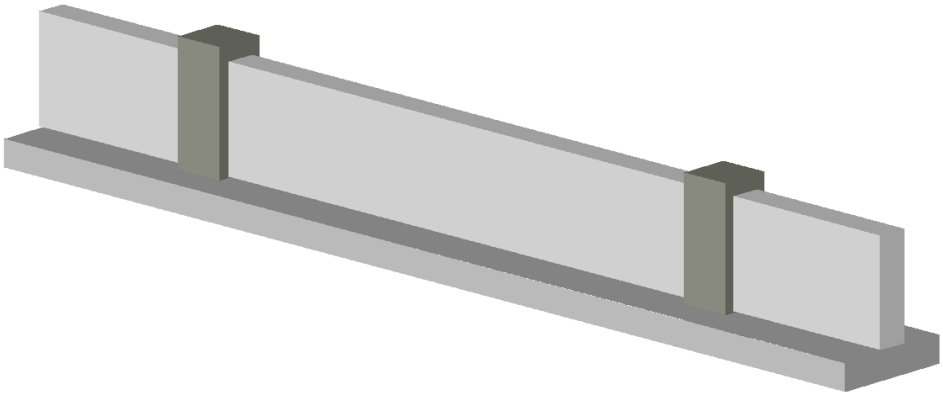


Fig.VI.2.Semelle filante sous voile.

VI.4.1.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :$N = \frac{\sum N}{L}$

Avec :

- ✓ ΣN : est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000.\sigma sol}$ $d \geq \frac{B-b}{4}$ $h=d+c+\frac{\Phi}{2}$

Les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent du poids du remblai et le poids propre des semelles

Semelle	L(m)	Nu (kN)	N (kN/ml)	b (cm)	B(m)	d (cm)	h (cm)
SF1	15	2038.9	135.92	55	1	30	35
SF2	10	1734.68	173.46	55	1.5	30	35
SF3	20	3582.29	179.11	55	2	40	45
SF4	10	1963.72	193.37	55	1.5	30	35

Tableau .VI.1. Dimensions des semelles filantes.

VI.4.1.b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

- Armatures de répartition

Arep=$\frac{A.B}{4}$ B (cm) A et Arep (cm^2)

Avec :

- [Ϭs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- [Ϭs] = 202MPa à l'ELS.

Semelle	N(kN/ml)	M(kN.m)	eob≤B/18	Ab/ml cm^2	Arep
SF1	135.92	2.18	oui	2.81	10.53
SF2	173.46	2.14	oui	3.37	12.63
SF3	179.11	3.40	oui	3.95	9.87
SF4	196.37	0.34	Oui	3.68	13.8

Tableau.VI.2. Armatures principales des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	N(kN/ml)	M(kN.m)	eob≤B/18	Ab(cm^2)	Arep
SF1	186.08	2.95	oui	1.03	3.86
SF2	273.6	2.88	oui	3.63	13.61
SF3	245.72	3.53	oui	3.28	8.1
SF4	256.5	0.4	oui	3.34	12.52

Tableau.VI.3. Armatures principales des semelles filantes à l'ELU.

Récapitulation :

	Aa (cm^2)	Arep (cm^2)	Sa (cm)	Srep (cm)
SF1	4HA12=4.52	10HA12	10	10
SF2	4HA12=4.52	12HA12	8	12.5
SF3	4HA12=4.52	12HA12	8	16
SF4	4HA12=4.52	13HA12	8	11

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

Vérification des longueurs de scellement :

Les contraintes admissibles d'adhérences :$\tau s = 2.8\ Mpa$

La longueur de scellement est égal à :$ls = \frac{\Phi . fe}{4\tau s}$

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥B/4
SF1	1	25	42.85	Oui
SF2	1.5	37.5	42.85	Oui
SF3	2	50	42.85	Non
SF4	1.5	37.5	42.85	Oui

TableauVI.5.Vérification de la longueur de scellement.

Pour les semelles SF1, SF2, SF4 les barres sont prolongés jusqu'aux extrémités et comportent des crochets et pour la semelle SF3, les barres sont prolongés jusqu'aux extrémités mais ne comporte pas de crochet.

VI.4.2. Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte deux éléments, en destinés : la semelle et la poutre de libage :

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

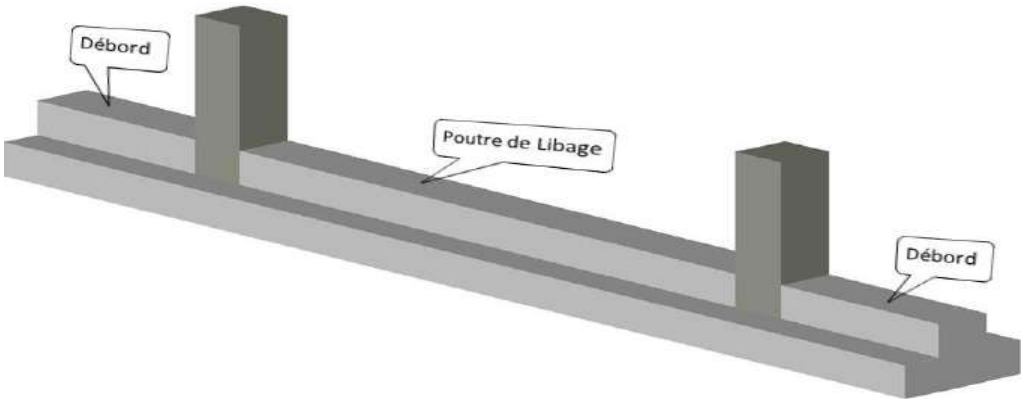


Fig .VI.3.Semelle filante sous poteaux.

VI.4.2.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ ΣN : est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000.\sigma sol} \qquad d \geq \frac{B-b}{4} \qquad h=d+c+\frac{\Phi}{2}$$

semelle	L (m)	Nu (kN)	N(kN/ml)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF5	5	538.18	107.63	55	1	40	45

Tableau .VI.6. Dimensions des semelles filantes.

VI.4.2.b. Ferraillage transversale :

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle isolé AxB par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le max des deux résultats. Les armatures principales (transversales) Ab et les armatures de répartitions (longitudinales) Arép Avec ces espacements sont déterminés respectivement par les formules suivantes :

- ➢ Armature principale :

$$Ab=\frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \quad ESp=\frac{A-2e-\emptyset}{n-1}$$

Avec:

- ➢ n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition

$$Arep=\frac{Ab*B}{4} \qquad ESp=\frac{B-2e-\emptyset}{n-1}$$

Avec :

- ➢ [Ϭs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

- [Ϭs] = 202MPa à l'ELS

Nser(kN)	Nu(kN)	B(cm)	A(m)	B(m)	Au(cm^2)	Aser (cm^2)	A_f(cm^2)	Esp (cm)
538.18	738.78	55	3.05	1	10.61	13.32	14HA12= 15.83	22

Tableau .VI.7.Armatures transversale des semelles filantes.

	Arép(cm^2)	ESp(cm)
résultat	4HA12=4.52	25

Tableau.VI.8. Armatures de répartition des semelles filantes.

VI.4.3. Ferraillage Longitudinale «La poutre de libage » :

VI.4.3.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tout les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoie l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$L \leq \frac{\pi}{2} * le$ le= $\sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille (L = 4.45 m)
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I=b.hp^3/12=0.0052\ m^4$
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage)

$hp \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$=67.74cm on prend hp=65cm

le=2.9m

$L=4.45 \leq \frac{\pi}{2}$.le=4.55m vérifiée

Alors on a des poutres de libage de 55x65, noyée dans la semelle. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui est calculée par la formule suivant :$q = \frac{\sum N}{L}$

Avec :

- ✓ ΣNi: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

	ΣNu (kN)	ΣNser (kN)	L (m)	Qu (kN/ml)	qser (kN/ml)
SF5	738.78	538.18	6.2	119.15	86.80

Tableau.VI.9.Détermination des valeurs de q de la poutre de libage.

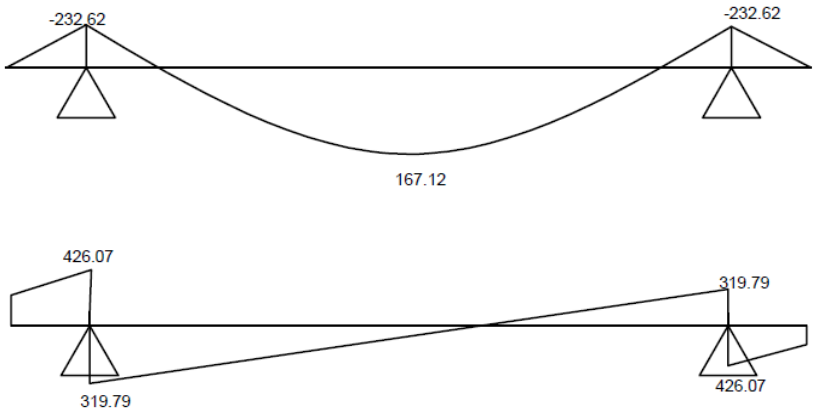


Fig.VI.4. Moment et effort tranchant de la poutre de libage à l'ELU.

VI.4.3.b. Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU:

- ❖ **Les armatures principales:**

Béton: $f_{c\ 28}$ = 25MPa ; γ_b =1.15 ; σ_{bc} = 18.48MPa ; $f_{t\ 28}$ = 2.1MPa, b = 55 cm ; h = 65cm ; d = 62 cm.

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; γ_s = 1; σ_s = 400 MPa

	M_u (kN.m)	A(cm)	A'(cm²)	A_{adopt} (cm²)
Aux appuis	-232.62	12	0	6HA16+3HA14= 16.68
En travée	167.12	12	0	6HA16+3HA12= 15.45

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

❖ **Vérification à l'E.L.S aux appuis et en travée:**

M_{ser} kN.m	A_u (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observ^{t}
-173.79	12.06	5.7	15	186.1	202	C.V
124.85	9.24	4.1	15	133.8	202	C.V

Tableau.VI.11.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u \quad \text{(Fissuration préjudiciable)} \ \overline{\tau_u} = 3.26 \qquad \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \Rightarrow$$

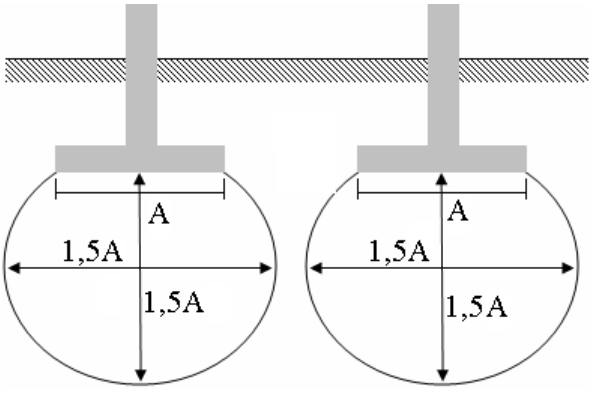
$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{426.07 \times 10^3}{550 * 620} = 1.24\,MPa \qquad \tau_u = 1.61MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$$

VI.4.4.Calcul des semelles isolées :

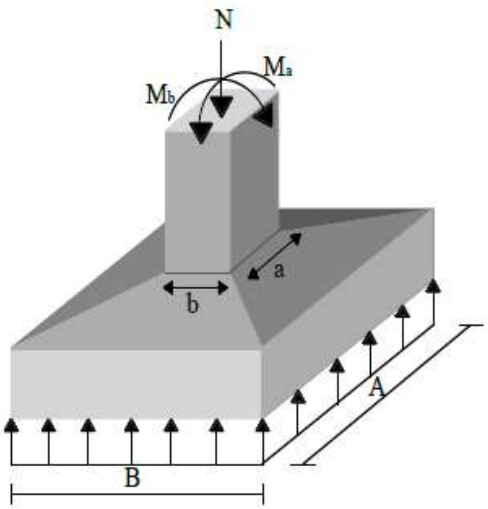
On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma sol}$



FigVI.5.Les bulles de pressions



FigVI.6.Semelle isolée sous poteaux

M ≠0 on procède comme suit :

<table>
<tr><td colspan="2">Répartition trapézoïdale</td><td colspan="2">Répartition triangulaire</td></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N}\leq B/6$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N}\geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma s.B^3-N.A-3e0a.N\geq 0$</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2-\left(3.99.\frac{a}{b}e0b.\sigma s\right).B-2.N\geq 0$</td></tr>
<tr><td>M=0</td><td>=>B=>A</td><td colspan="2" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>M≠0</td><td>$\frac{a}{b}\sigma s.B^3-N.A-3.e_{0a}.N\geq 0$</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillages des semelles</td></tr>
<tr><td>eob≤B/18</td><td>$Ab=N(1+3.e0b/B)\frac{B-b}{8.db.\sigma s}$</td><td colspan="2">$M1b=A\left(\frac{B}{2}-0.35B\right)^2(\sigma 3b+2\sigma 2b)/6$
Ab=M1b/($\beta.db.\sigma s$)</td></tr>
<tr><td>M=0</td><td>$Aa=N(1+3.e0b/B)\frac{A-a}{8.da.\sigma s}$</td><td>M=0</td><td>Aa=N(1+(3.e0b/B))($\frac{A-a}{8.da.\sigma s}$)</td></tr>
<tr><td>M≠0 et eoa≤A/18</td><td>$Aa=N(1+3.e0b/A)\frac{A-a}{8.da.\sigma s}$</td><td>M≠0</td><td>$M1b=B\left(\frac{A}{2}-0.35.a\right)^2.(\sigma 3+2\sigma 2b)/6$
Aa=M1a/($\beta.da.\sigma s$)</td></tr>
</table>

Tableau.VI.12.Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

Les espacements sont les suivants : $Sa=\frac{B-2(e+\Phi b+\frac{\Phi a}{2})}{na-1}$ $Sb=\frac{A-2(e+\Phi b/2)}{nb-1}$

VI.4.4.a.Dimensionnement des semelles isolées :

	N (kN)	M (kN.m)	A (m)	B (m)	H (cm)
S1	356.99	4.73	1.5	1.5	30
S2	444.81	1.35	1.5	1.5	30
S3	451.68	4.45	2	2	40
S4	371.58	0.89	1.5	1.5	30
S5	955.45	4.92	2.5	2.5	50
S6	1080.97	8.81	2.5	2.5	50
S7	1135.05	2.41	2.5	2.5	50

Tableau.VI.13.Dimensionnement des semelles isolées.

Remarque : Il n'ya pas de chevauchement entre les semelles.

Les vérifications des contraintes des semelles isolées sont données dans le tableau suivant :

	N (kN)	M (kN.m)	σmoy	$\sigma moy \leq \sigma sol$
S1	356.99	4.73	0.16	Oui
S2	444.81	1.35	0.19	Oui
S3	451.68	4.45	0.11	Oui
S4	371.58	0.89	0.16	Oui
S5	955.45	4.92	0.19	Oui
S6	1080.97	8.81	0.17	Oui
S7	1135.05	2.41	0.18	Oui

TableauVI.14.Vérification de la contrainte.

VI.4.4.b.Ferraillage des semelles isolées :

	N (kN)	M (kN.m)	Méthode des bielles		Aa (cm^2)	Ab (cm^2)
			$e0a_{ELU} \leq A/18$	$e0b_{ELU} \leq B/18$		
S1	356.99	4.73	C.V	C.V	9.26	9.26
S2	444.81	1.35	C.V	C.V	11.31	11.31
S3	451.68	4.45	C.V	C.V	13.26	13.26
S4	371.58	0.89	C.V	C.V	9.43	9.43
S5	955.45	4.92	C.V	C.V	29.92	29.92
S6	1080.97	8.81	C.V	C.V	33.98	33.98
S7	1135.05	2.41	C.V	C.V	35.42	35.42

TableauVI.15.Ferraillage de semelles isolées à l'ELS.

	N (kN)	M (kN.m)	Méthode des bielles		Aa (cm^2)	Ab (cm^2)
			$e0a_{ELU} \leq A/18$	$e0b_{ELU} \leq B/18$		
S1	490.18	6.49	C.V	C.V	6.84	6.84
S2	610.58	1.81	C.V	C.V	8.35	8.35
S3	509.99	1.21	C.V	C.V	6.96	6.96
S4	620.60	6.79	C.V	C.V	8.62	8.62
S5	1312.42	6.65	C.V	C.V	17.95	17.95
S6	1490.67	12.28	C.V	C.V	20.47	20.47
S7	1567.34	3.36	C.V	C.V	21.37	31.37

TableauVI.16.Ferraillage de semelles isolées à l'ELU.

On garde le ferraillage à l'ELS.

Récapitulation

	Aa (cm^2)	Ab (cm^2)	Sa (cm)	Sb (cm)
S 1	10HA12=11.31	10HA12=11.31	15	15
S2	12HA12=13.57	12HA12=13.57	12.5	12.5
S3	13HA12=14.70	13HA12=14.70	15	15
S4	10HA12=11.31	10HA12=11.31	15	15
S5	20HA14=30.79	20HA14=30.79	12.5	12.5
S6	23HA14=35.41	23HA14=35.41	11	11
S7	25HA14=38.48	25HA14=38.48	10	10

TableauVI.17. Ferraillage de semelles isolées er leur espacement.

Vérification des longueurs de scellement :

Les contraintes admissibles d'adhérences :$\tau s = 2.8\ Mpa$

La longueur de scellement est égal à :$ls = \frac{\Phi.fe}{4\tau s}$

	A(m)	B(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥A/4
S 1	1.5	1.5	37.5	42.85	oui
S2	1.5	1.5	37.5	42.85	oui
S3	2	2	50	42.85	non
S4	1.5	1.5	37.5	42.85	oui
S5	2.5	2.5	62.5	50	non
S6	2.5	2.5	62.5	50	non
S7	2.5	2.5	62.5	50	non

TableauVI.18.Vérification de la longueur de scellement.

Pour les semelles S1, S2, S3, S4 les barres sont prolongés jusqu'aux extrémités et comportent des crochets et pour les semelles S3, S5, S6, S7 les barres sont prolongés jusqu'aux extrémités mais ne comporte pas de crochet.

VI.5.Ferraillage des voiles périphériques :

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

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

VI.5.1.Hypothèse de calcul :

Le voile est sollicité en flexion composée, sous l'effet de poussé des terres et les efforts, la terre est pleine et horizontale, et le frottement entre le voile et remblai est négligeable.

VI.5.2.Méthode de calcul :

Le ferraillage se fera à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables sur une bande de 1m. Les efforts sont directement tirés du Sap2000.Nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- **1er cas : (M_{max} ; N_{corr}).**
- **2eme cas : (N_{max} ; M_{corr}).**
- **3eme cas : (N_{min} ; M_{corr}).**

❖ La poussé horizontale due au poids des terres:

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

γ: poids volumique des terres.

H: hauteur du voile.

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

Φ: angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a:

- ✓ $\Phi = 20°$
- ✓ $\gamma = 19$ kN/m^3.
- ✓ H = 3 m.
- ✓ Mur droit λ=0
- ✓ Terrain plat $\beta = 0$

$$k_a = tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}\right) = 0.490$$

Donc: $P = \frac{1}{2} \times 0.490 \times 19 \times (3)^2 \Rightarrow P = 41.89 \text{kN/m}$

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	**Section (cm)**	**Cas**	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**Situat**	**A_{cal} (cm²)**	**$A_{choisie}$ (cm²)**	**A_{adopt} (cm²)**
Sous-sol	**15**	**1er**	154.75	33.78	DUR	7.5	9.24	2x (6HA14=9.24)
		2eme	627.37	0.25	ACC	7.5		
		3eme	209.11	0.25	ACC	7.5		

Tableau.VI.19. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

VI.5.2.a. Vérification des contraintes à l'ELS :

Etage	a (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(Mpa)
Sous-sol	0.15	112.52	25.01	46.18	8.8	191.2

Tableau.VI.20.Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

VI.5.2.b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Bo=100 cm d=125 cm Vu=59.6 kN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

τ_u =0.45Mpa< $\overline{\tau}_u$

VI.6. Les longrines :

VI.6.1.Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.6.2.Prédimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm^2.

On adopte : (b x h) = (30 x 40) cm^2.

VI.6.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ kN

N: effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : α = 12 (ZONE IIB ; SITE S_2)

VI.6.4.Ferraillage

a) A l'état limite ultime:

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s}$$

On a : $N_u = 1567.34$ kN

Alors: $A_u \geq \frac{1567.34.10^3}{348\times 10} = 450.38\,mm^2$

Donc : A**=4.50 cm²**

b) condition de non fragilité: (CBA 93) :

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors : $A \geq \frac{(30\times 40)\times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3\,cm^2$

c) Etat limite de service: (CBA 93) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202MPa$ Avec : Nser = 1135.05 KN

Alors : $A_{ser} \geq \frac{1135.05.10^3}{10\times 202} = 5.61cm^2$

d) Section minimale donnée par le RPA 99:

$A_r \geq 0.6\,\% B$

Alors: $A_r \geq 0.6\,\% \times (30x40) \Rightarrow A_r = 7.2\,cm^2$

e) Résultats:

A=max [Au,A_{ser},A_{RPA},A_{CBA}]=7.2cm^2

On adopte : A = 6 HA 14 = 9.24 cm²

f) <u>Armatures transversales:</u>

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.6 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

g) <u>Espacement:</u>

$$S_t = \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 21\text{cm}\right]$$

On adopte : $S_t = 15$ cm.

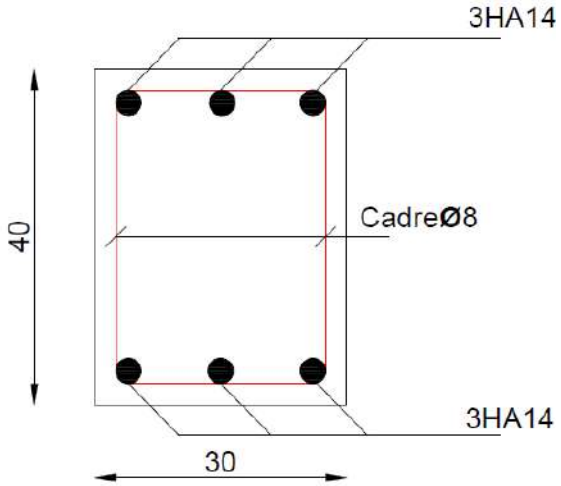


Fig.VI.7. Ferraillage de la longrine.

VII.1.Introduction :

L'isolation parasismique est une stratégie de protection parasismique non traditionnelle. Elle consiste à interposer entre la superstructure et les fondations (ou un sous-sol) des appareils d'appui, appelés aussi isolateurs car ils isolent partiellement la construction des secousses du sol. Les déplacements imposés à la construction par le séisme se localisent principalement au niveau des appuis conçus pour les supporter sans dommages. Les déformations de la superstructure sont ainsi minimisées, de même que les concentrations de contraintes. La réduction des charges sismiques au niveau des étages peut atteindre le facteur 5 ou plus. En outre, la réponse (la réaction) de la construction est fonction des caractéristiques des appuis. On peut donc chercher à corriger la possibilité de torsion d'ensemble d'un bâtiment de forme complexe en faisant coïncider le centre de rigidité de l'ensemble des isolateurs avec le centre de gravité du bâtiment.

VII.2.Principe d'isolation parasismique :

L'isolation des bâtiments s'effectue au moyen d'appareils dont la rigidité horizontale est beaucoup plus faible que celle de la structure. Ces appareils, appelés appuis parasismiques ou isolateurs, sont placés entre les fondations et la superstructure.une inspection régulière des appuis doit être prévue, ainsi que leur éventuel remplacement.

Les appuis autorisent des déplacements relatifs horizontaux entre la superstructure et les ouvrages solidaires du sol, donc le découpage de leurs oscillations, qui serait inacceptable. Les déplacements imposés à la construction par les secousses du sol se localisent principalement au niveau des appuis, conçus pour les supporter sans dommages. Les charges sismiques sont réduites en raison de ces déplacements, dont l'importance peut être limitée par adjonctions d'amortisseurs. La superstructure doit être suffisamment rigide pour se déplacer sur des appuis comme un bloc quasi indéformable. C'est ce comportement qui prévient les dommages. Par ailleurs, le sol d'assise doit être suffisamment ferme afin que les appuis ne subissent pas de tassement différentiel.

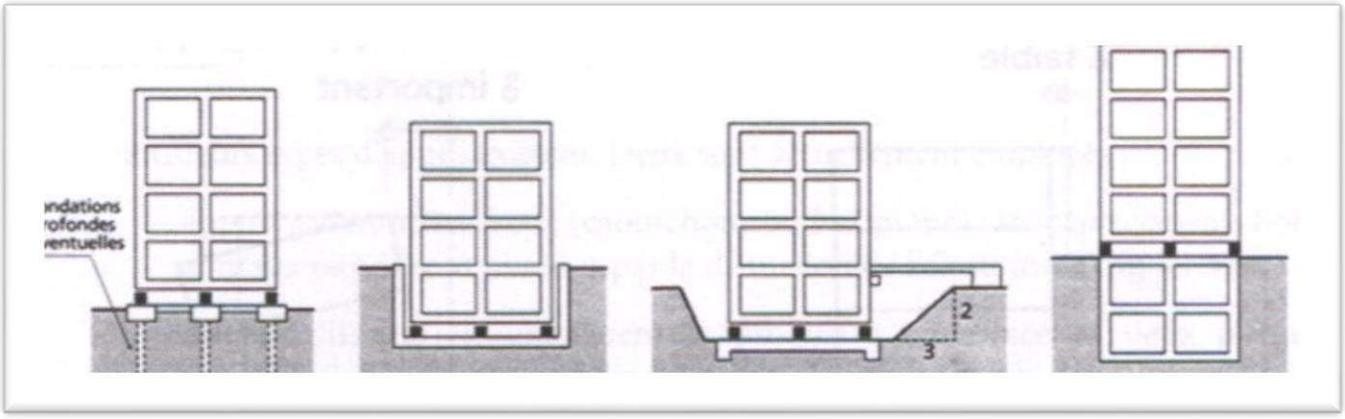


Fig.VII.1.Différentes localisations des appuis parasismiques.

VII.3.Types d'appuis :

Plusieurs types d'appuis existent. Deux sont actuellement employés :

- Appuis à élastomère fretté (caoutchouc ou néoprène) : les déplacements horizontaux sont obtenus par la distorsion de l'élastomère.
- Appuis glissants : le glissement se produit à l'interface de deux plaques ou à l'intérieur d'un appareil d'appui à surface de glissement concave.

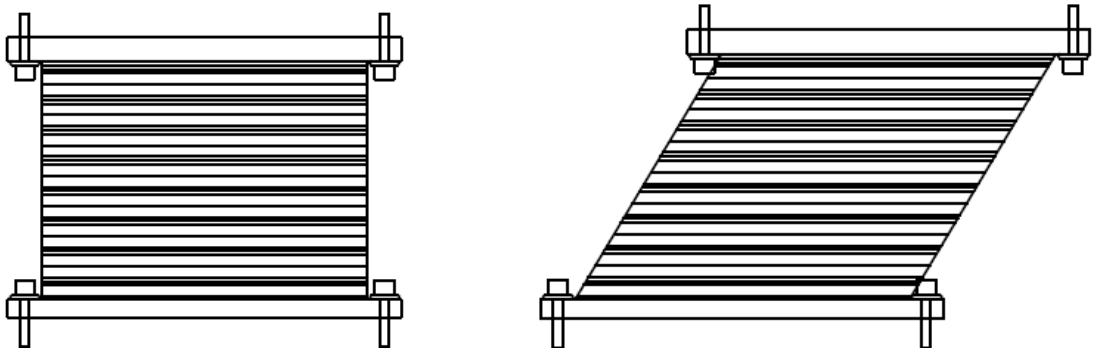


Fig.VII.2.Appuis élastique hors et sous seisme.

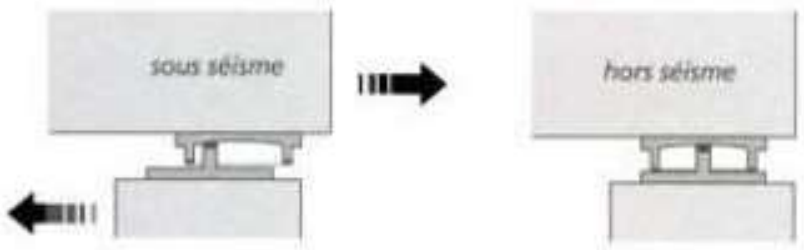


Fig.VII.3.Appuis glissant hors et sous seisme.

VII.4.comparaison :

VII.4.1.Modélisation :

- Structure à base isolée :

Un modèle 3d de la structure à été établi sur le logiciel SAP2000 en prenant en compte le fait que la structure est isolée pour reprendre au mieux le comportement de celle si en cas de seisme.les isolateurs élatiques sont localisés notament au niveau Z=-0.89m juste au dessus des poteaux du sous-sol,quand aux appuis glissants ils sont localisés au à Z=-3.27m au niveau de poteaux de la cage d'escalier ; donc au dessus des semelles.les calculs ont été fait sur la base du règlement Italien(construction parasismique).

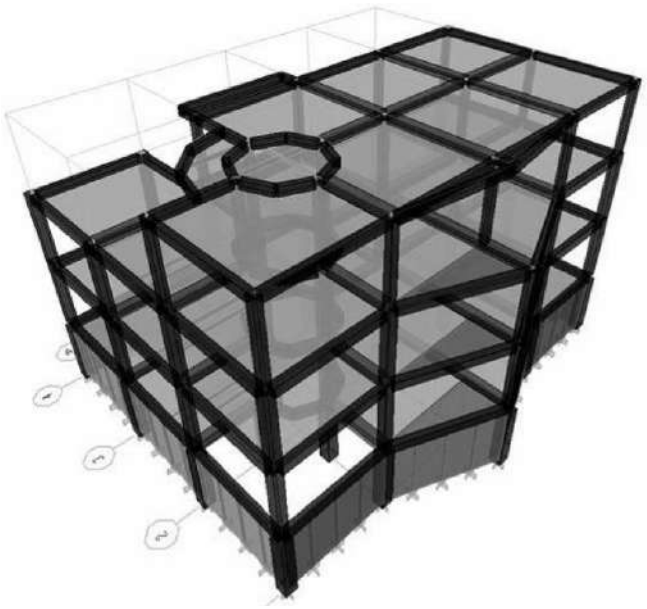


Fig.VII.4.Modèle 3d de la structure isolée.

- Structure à base fixe :

Un modèle 3d a été établie sur le logiciel de calcul SAP2000 ; cette fois si contrairement à la structure isolée à la base on a des encastrements .Tous les calculs concernant ce modèle sont donc conforme au règlement parasismique algérien (RPA).

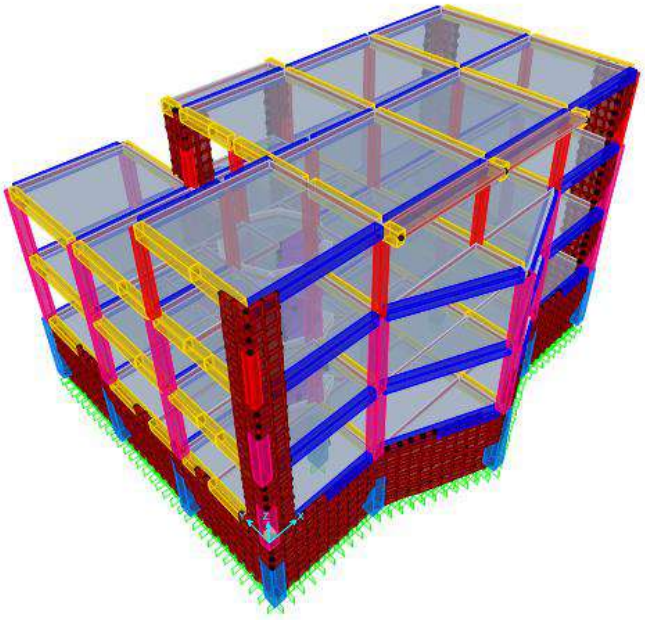


Fig.VII.5.Modèle 3d de la structure à base fixe.

La différence entre les deux modèles réside notament à la base car la structure isolée a des appuis élastiques à sa base qui sont modélisés alors que le deuxième model est encastrée a sa base.

VII.4.2.section de élements poutres et planchers:

A.structure ioslée :

- Section des poteaux :

-Sous-sol(55x55) cm

-RDC et 1er (40x40) cm

-2ème (30x30) cm

- Poutres :

-(70x40) cm en Té

-(50x40) cm en Té

- Epaisseur des elements shells

-Plancher(20+5)cm

-Voile périphérique 18cm

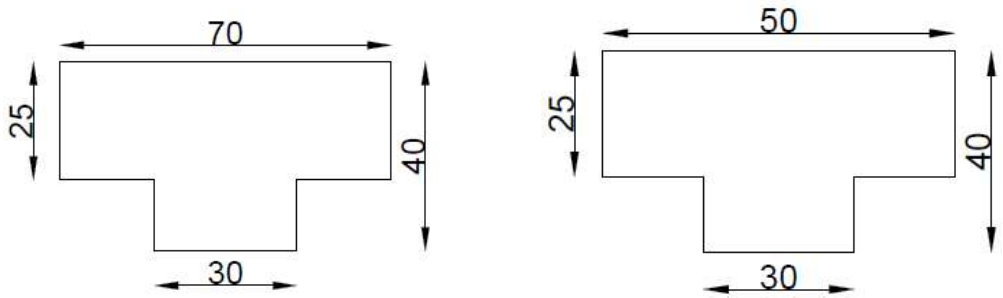


Fig.VII.6.Sections des poutres.

B.Structure à base fixe:

- Poteaux

-Sous-sol(55x55) cm

-RDC et 1er (40x40) cm

-2ème (30x30) cm

- Poutres :

-Principale (30x50) cm rectangulaire

-Secondaire(30x40) cm rectangulaire

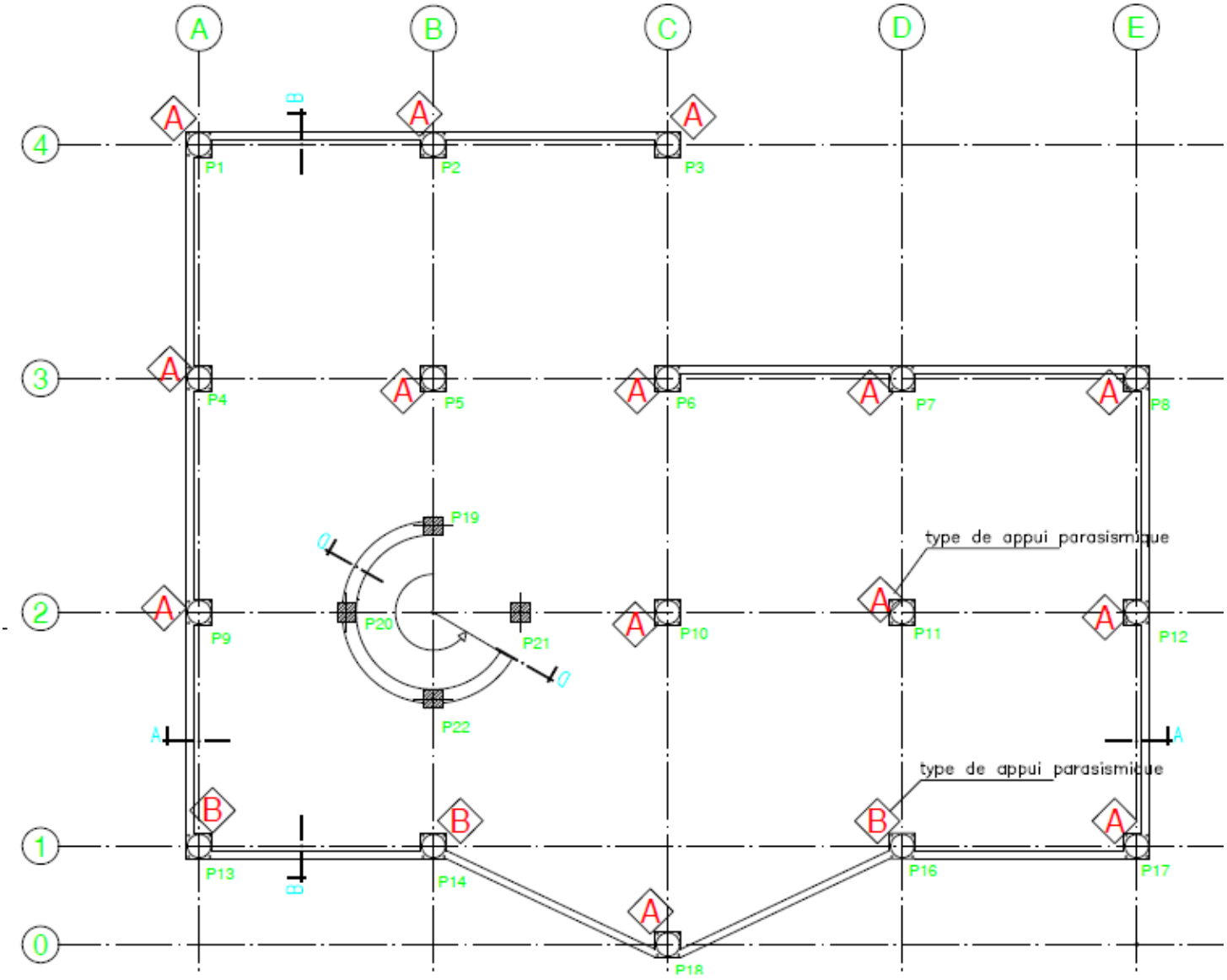
- Epaisseurs des elements shells

-Plancher(20+5)cm

-Voile périphérique+voile de contreventement 15cm

A ce niveau la diffférence réside notamment au niveau du voile périphérique.En effet pour la structure isolée les voiles du sol ne monte pas sur toute la hauteur du sous-sol contrairement à la structure à base fixe ; cela est due au comportement de la sructure lors d'un séisme car la strcture à base isolée doit être capable de se déplacer sans entrainer dans ces déplacements des éléments non isolée.

VII.4.3.disposition des isolateurs :



FigII.7.Disposition des apuis élastiques.

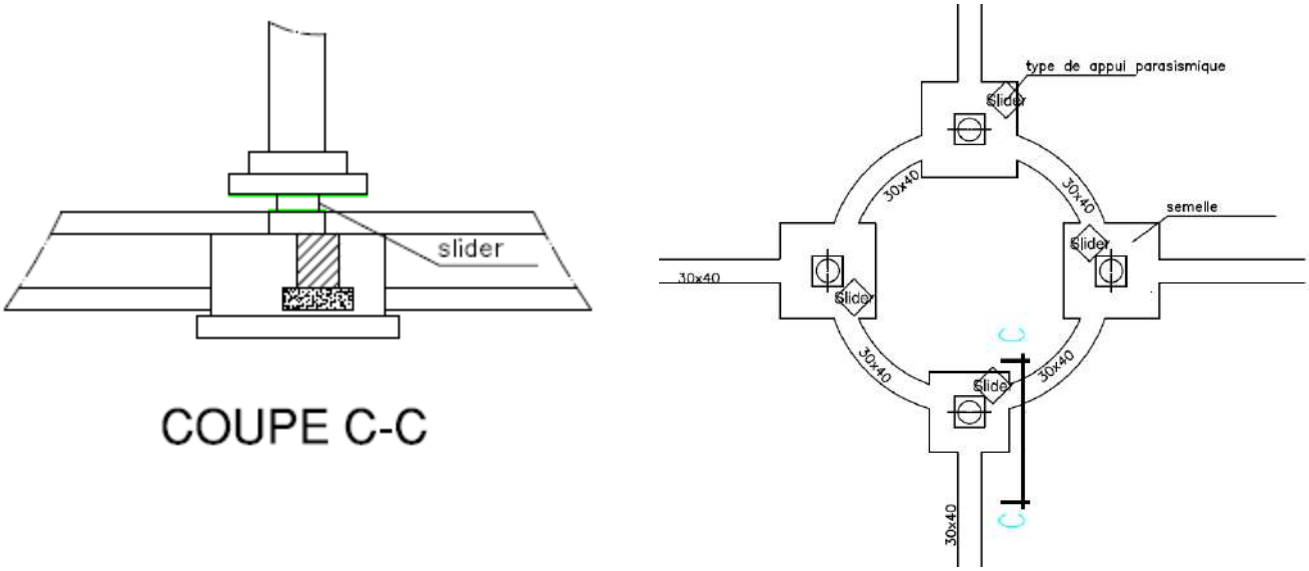


Fig.II.8. Dispostions des apuis glissants.

VII.4.4.Reponse spectrale :

A.Strucure à base isolée :

Conformément au règlement italien appliquée concernant les structures isolées la reponse spectrale obtenue est la suivante suivante :

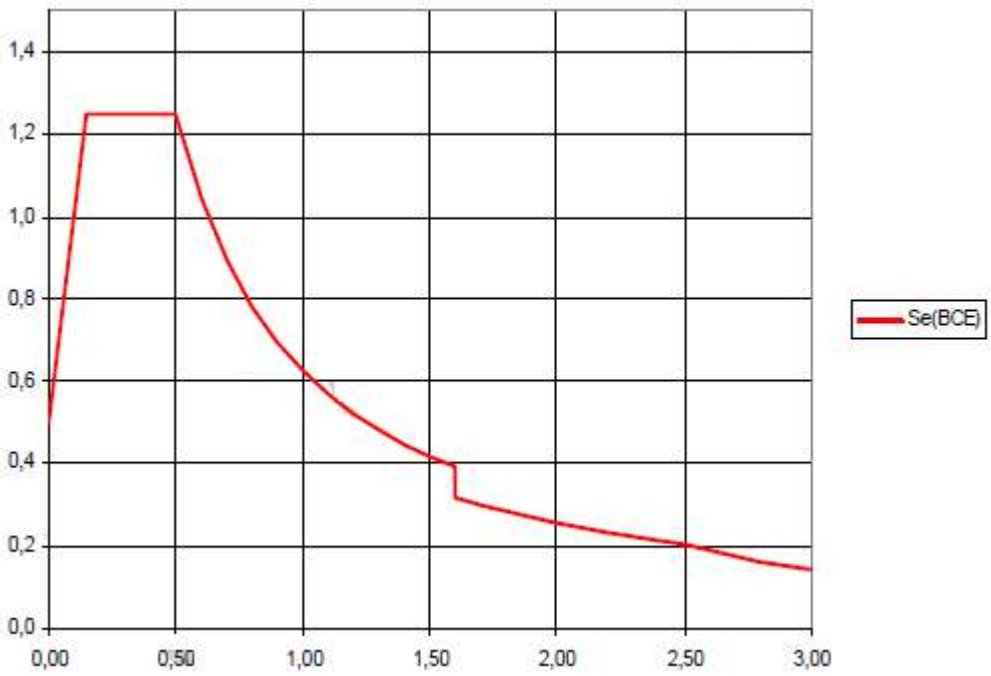


Fig.VII.9.Réponse spectrale de la structure isolée.

B. Structure à base fixe :

Conformément au règlement Algérien appliquée la reponse spectrale obtenue est la suivante suivante :

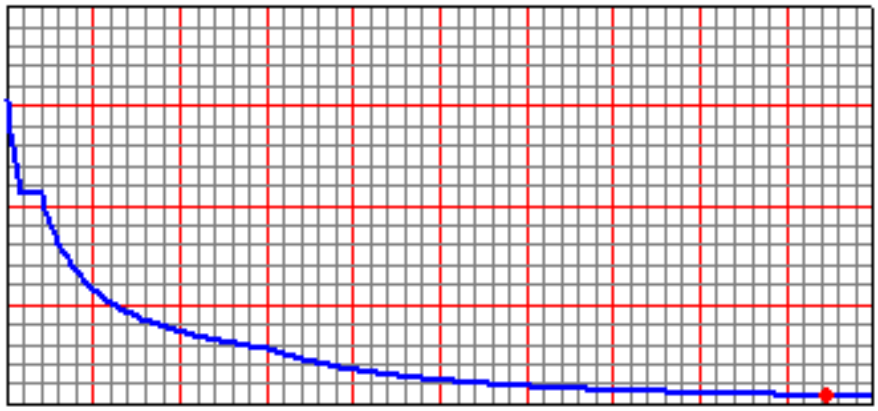


Fig.VII.10.Réponse spectrale de la structure à base fixe.

On remarque que la structure isolée n'a pas le même spectre de réponse que la structure à base fixe. A T=0s on a une accélération de 0.4 pour la structure a base isolée et une accélération de 2.45 pour la structure a base fixe, logique vu que la structure isolée enregistre moins de déplacement que la structure a base fixe a cause des isolateurs donc la vitesse d'oscillations sont légèrement réduites.

VII.4.5.comportement de la structure :

A. Structure à base isolée :

La periode fondamentale est de T=1.96s,au 1^{er} ,$2^{ème}$ et $3^{ème}$ mode on a une translation suivant x et y ;avec une dissipation de l'energie de plus de 90% au $2^{ème}$ mode.

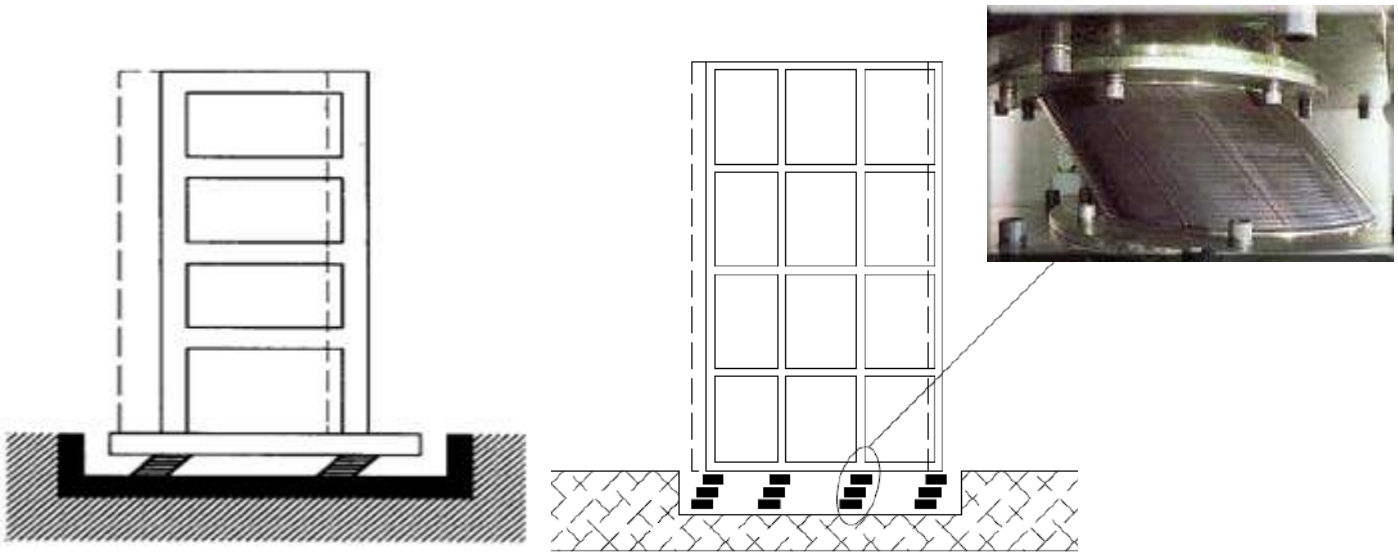


Fig.VII.11.Comportement d'une structure isolée lors d'un séisme.

B. Structure à base fixe :

La période fondamentale est de T=0.352s,au 1er et 2ème mode on a une translation respectivement suivant la direction X et Y quand au 3ème mode on a une rotation autour de l'axe Z.

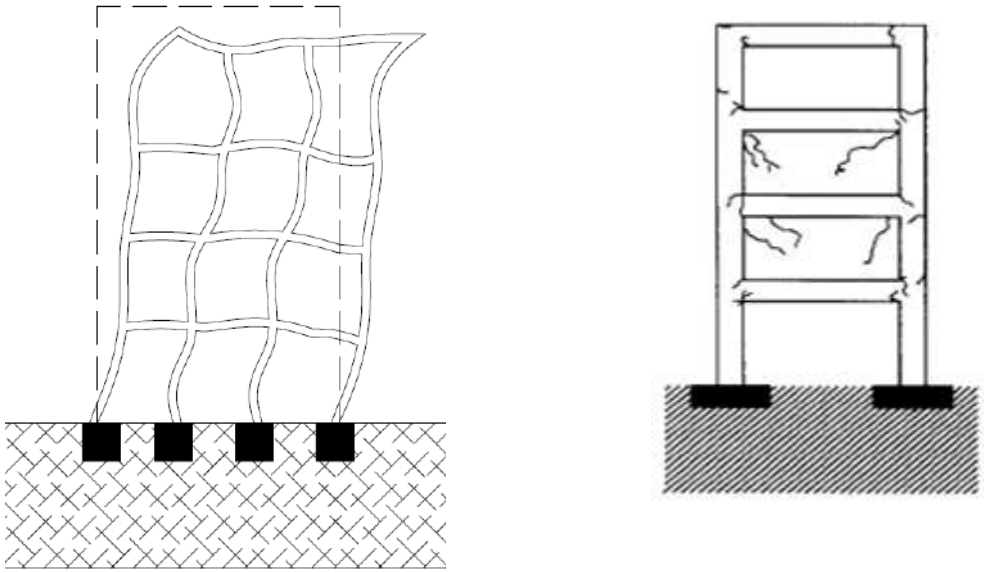


Fig.VII.12.Comportement d'une structure a base fixe lors d'un séisme.

Les résultats obtenus montrent que l'effet du système d'isolation est d'assouplir le bâtiment par le rallongement de la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour la structure encastrée. Cette période est rallongée de 5 fois ce qui permet d'éviter l'effet de résonnance avec le sol. Les dégâts occasionnés pour la structure à base isolée sont très important par rapport à la structure isolée.

VII.4.6.Férraillage des éléments :

A.structure isolée

POTEAU	NIV -3.4 0.00	NIV 0.00 +3.40	NIV 3.40 +6.80	NIV 6.80 +1020
C7	8T32+8T20	8T20+8T14	8T14+8T12	8T14
C14	8T32+8T16	8T20+8T14	8T14+8T12	8T14
C10	16T25	16T16	16T14	4T16+4T14
C12	12T25+4T16	8T16+8T14	----------	----------
C11	4T32+12T16	8T16+8T14	8T16	4T14+4T12
C2	4T32+12T16	12T16+4T14	8T16	8T12
C3	4T32+12T16	8T16+8T14	12T14	----------
C8	4T32+12T16	12T16+4T14	8T16	----------
C15	4T32+12T16	12T16+4T14	8T16	4T16+4T14
C18	16T20	8T20+8T16	16T14	8T16
C13	16T14	8T20+8T14	8T16	8T16
C5	16T14	8T16+8T14	8T16	8T12
C21	8T14	16T16	8T16+8T14	----------
C17	8T14	8T16+8T14	8T16	8T14
C1	8T14	16T14	8T16	8T12
C4	8T14	16T14	8T16	----------
C26	8T14	16T16	8T16	4T14+4T12
C23	8T14	16T16	4T16+8T12	4T14+4T12
C25	8T14	16T16	8T16	4T14+4T12
C24	8T14	16T16	4T16+8T12	8T14
C19	8T14	8T16+8T14	8T16	4T14+4T12

Tableau.VII.1.Ferraillage des poteaux pour chaque niveau.

- Les poutres

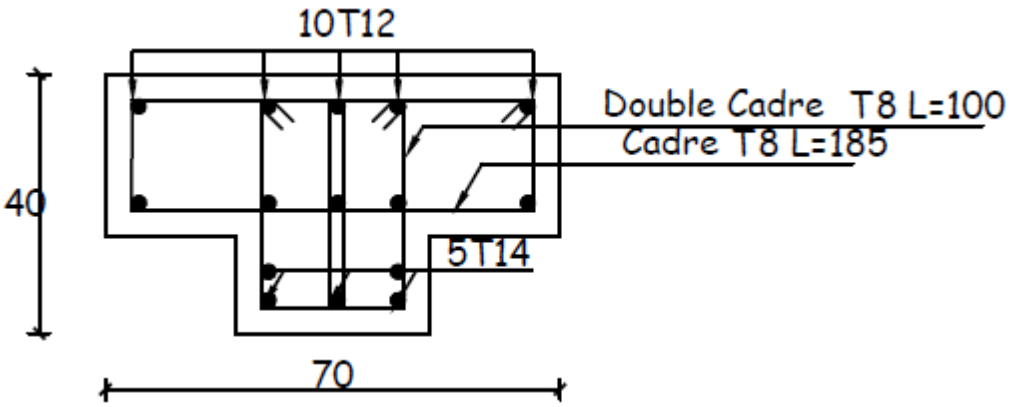


Fig.VII.13.Ferraillage des poutres aux appuis.

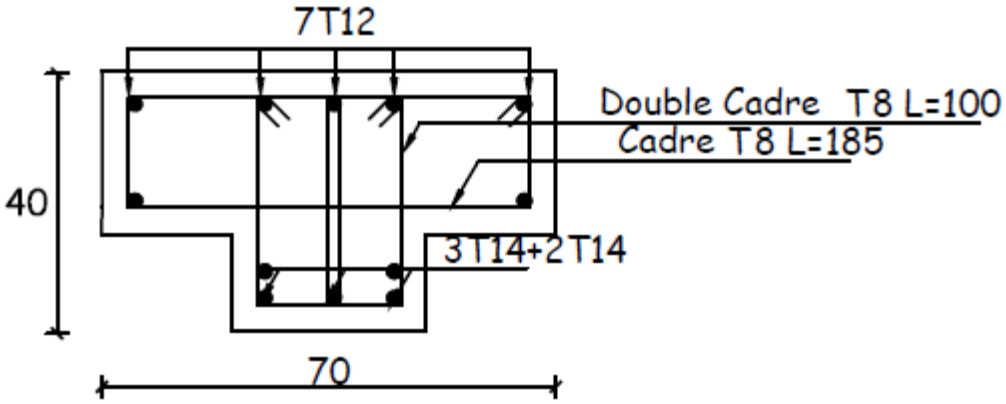


Fig.VII.14.Ferraillage des poutres en travée.

B. Structure encastrée a la base :

- Poteaux :

Poteaux (cm)	Section (cm^2)
55x55	12HA20
40x40	8HA20
30x30	8HA16

Tableau.VII.2. Férraillage des poteaux.

❖ **Poutres :**

-Principales

intermédiaire	niveau	Position	Section
	terrasse	travée	3HA14
		appui	3HA16
	étage	travée	3HA14
		appui	3HA16
rive	terrasse	travée	3HA14
		appui	3HA14
	étage	travée	3HA14
		appui	3HA14

Tableau.VII.3.Ferraillage des poutres principales.

-Secondaires

intermédiaire	niveau	Position	Section
	terrasse	travée	3HA14
		appui	3HA14
	étages	travée	3HA16
		appui	3HA16
rive	terrasse	travée	3HA14
		appui	3HA14
	étages	travée	6HA16
		appui	3HA16

Tableau.VII.4.Ferraillage des poutres secondaires.

On remarque là que la structure isolée a un ferraillage vraiment dense au niveau des poteaux par rapport à la deuxième. Cette différence est due au fait que la structure isolée en cas de séisme doit se déplacer comme un bloc quasi indéformable, car c'est ce comportement qui prévient les dommages.

VII.7.Efforts dans les appuis:

- Appuis élastiques

Les efforts dans les appuis sont présentés dans les tableaux suivants :

Ligne	situation	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	U2 (m)	U3 (m)
L10	Acc	739.65	144.98	42.2	0.289	0.084
L10	Acc	587.39	50.12	137.49	0.10	0.2749
L12	Acc	493.83	226.46	78.47	0.3019	0.1046
L23	Acc	78.37	59.79	161.03	0.1195	0.3220

Tableau.VII.5.Efforts et déplacements dans les appuis à élastomère.

ligne	situation	P (kN)	R2(m)	R3(m)
L10	durable	732.59	6E-4	1E-4
L14	durable	581.95	3E-4	2E-4
L16	durable	821.89	3E-4	5E-4

Tableau.VII.6.Rotation des appuis élastiques.

N° de l'élément	situation	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
1	Acc	1615.79	2919.95	828.85
3	Acc	1882.36	12594.24	554.82
42	Acc	1045.74	1138.28	206.25
17	Acc	1296.72	3616.92	1485.62

Tableau.VII.7.Moments des appuis élastiques.

- Appuis glissants

point	situation	U1(m)	U2 (m)	U3(m)
43	Acc	0.0003	0.023	0.089
44	Acc	0.0005	0.072	0.2382
45	Acc	0.0005	0.2305	0.0083
46	Acc	0.005	0.0787	0.2463

Tableau.VII.8.Déplacements des appuis glissants.

point	situation	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
46	Acc	417.47	-6.40	-2.26	0.00	0.00
43	Acc	322.40	1.96	6.78	0.00	0.00
44	Acc	635.36	-0.02	0.01	0.00	0.00
45	Acc	504.39	-1.94	-6.66	0.00	0.00

Tableau.VII.9.Efforts et moments dans les appuis glissants.

On remarque que les déplacements des appuis est vraiment énormes et une concentration des efforts à ces niveaux contrairement à la structure non isolée.les appuis glissants se trouvant sous les escaliers quand à eux ont moins d'efforts par rapport aux appuis élastiques. D'après les résultats les rotations autours des axes sont quasi nuls contrairement a la structure à base isolée ce comportement prévient les dégâts infliger à la structure.

VII.8.Mise en œuvre des appuis :

Le levage des isolateurs se fait avec une grue. Les réglages, l'alignement, le calage et le vissage des boulons se font manuellement.la pose des isolateurs est très délicate de elle requière un suivi de près.

VII.9.Avantages des appuis parasismiques :

Les appuis parasismiques ont beaucoup d'avantages :

- Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur .les ouvrages restent normalement opérationnels même après les séismes violents alors que la résistance des constructions non isolées peut parfois être précaire. Les dégâts aux éléments non structuraux et aux équipements, qui représentent qui représentent considérable (dans le cas des hôpitaux par exemple), sont faibles ou nuls.
- La réduction des charges sismiques permet de calculer la structure en hypothèse de comportement élastique. Ce calcul est bien métrisé et plus fiable que celui des constructions habituellement susceptibles de subir des déformations plastiques, qui font l'objet d'hypothèses approximatives.
- La structure étant élastique c'est-à-dire sans déformations permanentes, la dégradation progressive de la construction est évitée.
- Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis de nouvelles secousses (répliques par exemples).
- Les inconvénients liés à une forme asymétrique des bâtiments ou à leur complexité formelle ou structurale sont limités, car le comportement d'une construction sur isolateurs dépend principalement de la distribution de la rigidité de ces derniers et non plus de celle de la structure.

VII.10.Inconvénients des appuis parasismiques :

Les isolateurs peuvent être un problème notamment :

- Pour tous les ouvrages traversant le niveau des appuis (escalier, tuyauterie,...) ou reliant le bâtiment avec des abords immédiats (réseaux marches extérieures,…) doivent être conçus de manière à toléré sans dommages les déplacements relatifs de la structure et des fondations. Ces mesures sont particulièrement importantes dans le cas des réseaux de gaz, et de protection contre l'incendie.
- Les joints de séparation éventuels entre deux bâtiments ou parties de bâtiment sur isolateurs nécessitent des largeurs importantes en raison des déplacements de chaque bloc, pouvant atteindre des valeurs décimétriques. Un découplage des blocs fractionnés permet de réduire la largeur des joints.
- Les transformations ultérieures de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas être effectues sous peine d'entrainer des problèmes car les isolateurs sont dimensionnés en fonction de la structure.

VII.11.Incidence sur le coût :

L'isolation parasismique augmente en général le prix de revient des bâtiments mais elle offre une protection supérieure à la protection réglementaire. Mai s attention dans le cas ou le bâtiment comporte beaucoup d'étages alors les bâtiments isolées sont dans ce cas plus économiques que ceux dont la protection est assurée par des moyens classiques.

Conclusion:

L'objectif de ce travail est de mettre en valeur le rôle des isolateurs de base sur les bâtiments et de déduire les paramètres influents sur le comportement de la superstructure. Ce travail est structuré en deux grandes parties à savoir la première partie portant sur la conception d'une structure non isolée, la deuxième partie qui est une étude comparative entre les deux structures à savoir celle sur appuis élastiques et celle encastrée à sa base du point de vue résistance, économie, stabilité, facilité de mise en œuvre.

L'isolateur capte les déformations et filtre les accélérations de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées par rapport à la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.

L'isolation à la base repose sur un principe qui exige que si la période de vibration augmente suffisamment et s'éloigne de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. La réponse des structures isolées par un seul type d'isolateur, est caractérisée par des avantages et des inconvénients. A ce propos, l'introduction d'une combinaison intelligente des différents types d'isolateurs entre l'infrastructure et la superstructure d'un bâtiment, est considérée la meilleure solution. Il faut noter que l'utilisation des isolateurs doit être faite pour des bâtiments de grande importance ou vitale tels que les hôpitaux, caserne de pompiers et autres bâtiments stratégiques devant rester opérationnels après un séisme. L'évolution dans le domaine du génie parasismique devrait être suivie par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements parasismiques Algériens. Enfin, la technique d'isolation parasismique est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre ainsi que pour la réalisation d'une performance sismique supérieure pour les structures nouvelles et existantes malgré les inconvénients que ce systèmes comporte il a plus d'avantage en terme de protection de vie humaine et matériels que les systèmes de protections classiques utilisée.

Références Bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.B.C.2.2

Manuels techniques :

- Calculs des ouvrages en Béton Armé. M.BELAZOUGHI.
- Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR
- Conception parasismique. MILAN ZACEK
- Guide de la conception parasismique .AFPS

Logiciels:

- Sap2000 v16
- Robot expert 2010
- Autocad 2013
- Programme de calcul de fondation