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 Civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôma de master (LMD) en génie civil

Option: Constructions et matériaux

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT (RDC+7) EN BÉTON ARME A USAGE D'HABITATION AVEC COMMERCIALE

Propose par: S.E.T.A.M

Etudié par :

MEKKAOUI AMINE

NEDAT DJAMEL

Dirigé par :

M^{elle} : MIR MOUNA

M^{r}: BOUDINA ABDELLAH

PROMOTION: JUIN 2012

Remerciement



Au terme de ce travail, on remercie en premier lieu Allah qui a donné la force pour achever cette étude.

On remercie nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

On exprime notre profonde gratitude à notre promoteur: M^{elle} MIR MOUNA ,et notre co promoteur : M^{r} boudina abdellah Pour ses conseils et ses aides précieuses.

Nos sincères remerciements s'adressent également à tous les enseignants du département de génie civil de l'université de Médéa.

Notre gratitude à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet.

DEDICACES



Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à : Tous ce qui témoignent qu'il n'y a de Dieu qu'ALLAH et que Mohamed est le prophète de DIEU. Mes très chers parents… Mes frères et soeurs. Tous mes amis.

Tous mes collègues de l'université et en particulier les étudiants de 5eme année Génie civil promotion juin 2012. En fin, je remercie mon ami mon binôme DJEMAL qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

AMINE

DEDICASE



Je dédié ce lapidaire travail :

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

- *A mes très chers frères et sœurs.*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A tous mes amis .*
- *En fin, je remercie mon ami mon binôme AMINE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Djamel .

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 7 طوابق, يتم انجازها بولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIb حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA 99 version 2003, CBA 93).

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج المتطور .Socotec

دراسة العناصر التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 7 étages qui sera implanté dans la wilaya de Médéa, classée en zone IIb selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établées par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (CBA 93, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferraillage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet

Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 7 stages which will be established in the wilaya of médea , classified in zone IIb according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).
The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000).
The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (CBA 93, RPA99 -Version 2003).
For the checking of reinforcement we used software (Socotec).
In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

SOMMAIRE

Chapitre I

I.1. Introduction générale:……..…..1
I.2. Situation : …….....1
I.3. Description de l'ouvrage : …….……..…1
I.4. Caractéristiques du bâtiment :…….…1
I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux : …….....3
II.6. Principe de calcul du C.B.A.93 : …….6

Chapitre II

II.1. introduction :…….....11
II.2. predimensionnement des planchers **:**……...……11
II.3. évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations……..14
II.4. predimensionnement des poutres : ……...19
II.5. predimensionnement des poteaux :……..22
II.6. pre dimensionnement des voiles:……..31

Chapitre III

III.1. L'acrotère : . . . . . ……33
III.1.1 Définition :…….33
III.1.2 calcul des charges sollicitant l'acrotère 33
III.1.2.1 charge permanente et surcharge d'exploitation . . …….. 33
III.1.2 .3 détermination des efforts : . . …… ……... 34
III.1.2 .4 ferraillage de la section de l'acrotère . ……..... 34
III.1.3 vérification à l'.E.l.s: . . . . ……...36
III.1.3.1 calcul des efforts à E.l.s : . …….. 36
III.1.4 vérification au cisaillement :…….....38
III.1.5. vérification au séisme : . . . ……38
III.1.6. Disposions constructives : . . . ……....39
III .2. Plancher à corps creux . . . ……..39
III.2.1. La dalle de compression: . . . . . ……. 40

III .2.2. étude des poutrelles : . . . ……..… 40
III.2.3.Récapitulations :. . . . . ……... 50
III.2.4.Ferraillage des poutrelles : . . . . . ……50
III.2.5.Vérifications: . . . . . ……54
III.3.les balcons . . . . . ……..57
III.3.1. introduction . . . . . ……. ……...57
III.3.2. calcul des charges sollicitant le balcon : . . . . ……... 58
III.3.2.1Charges permanentes et surcharges d'exploitation:……..58
III.3.2.3- Combinaison des charges……..58
III.3.2.4-Calcul des efforts internes . . . . …… …….58
III.3.3. calcul de ferraillage . …….. .59
III.3.4. vérification . . . . . ……. 60
III-4-les dalles pleines . . . . . ……61
III-4-1- Introduction: . . . ……. 61
III.4.2. Méthode de calcul: . . . . . ……...62
III.4.3 Principe de calcul : . . . . . ….. ……. 62
III.4.4. Calcul des actions : . . . . . ……...63
III.4.5. Calcul de la première dalle: . . . . . ……... 63
III.4.6 Calcul du ferraillage: . . . . . ……..…. 65
III.4.7 Vérification à l'E.L.S: . . . . . ……....65
III.4.8 Vérification de la flèche : . . . . . ……..66
III.5 - Les escaliers ……...66
III.5.1 - Calcul de la 1ere et 3eme volée : . . . . . ……. 67
III.5.2 - Calcul de la 2ème volée : . . . . . ……. ..74
III.5. Calcul de la poutre brisé: . . . . . ……... 78
III.5.1. Pré dimensionnement: . . . . ……78
III.5.2. Charges revenants à la poutre: . . . . ……78
III.2.8 Calcul du ferraillage: . . . . . ……....79
III.2.9 Vérification à l'E.L.S: . . . . . ……....82

Chapitre VI

IV.1 Introduction . … ……83
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure …….83
IV.2.1 Centre de masse ……83
IV.2.2. Centre de torsion ……...87
IV.2. 3. Excentricité ……..87
IV.2.4.A. Excentricité théorique (statique) …….….88
IV.2. 5.B. Excentricité accidentelle …….. 88
IV.2.6.C. Effets de la torsion accidentelle ……89
IV.3 Etude dynamique……...90
IV.3.1 Introduction ……...94
IV.3.2 but de l'étude dynamique:……..94
IV.3.3 choix de la méthode du calcul dynamique……..97
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique ……97
IV.4.1. Vérification de comportement ……...99
IV.4.2. vérification de participation massique ……...99
IV.4.3. Vérification des périodes ……...100
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..102
IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement ……..103
IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur..
…….105
IV.4.5.2. Moment de renversement ……105
IV.4.5.3. Moment stabilisant ……..107
IV.4.6 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..….108
IV.5. Conclusion …….108

Chapitre VI

.1- Introduction :…….111
V.2- Combinaison des charges :…….111
V.3- Ferraillages des poutres :……111
V.3.1- Recommandations des règlements :……112
V.3.2- Vérification des contraintes à l'état limite de service :……114
V.3.3- Vérification des contraintes de cisaillement :……..115
V.3.4- Calcul des armatures transversales:…….....116
V.3.5- Vérification de la flèche:……..117
V.4- Ferraillages des poteaux…….120
V.4.1- Introduction:…….....120
V.4.2- Etat limite ultime de stabilité de forme:……...120
V.4.3- Recommandations des règlements:……..121
V.4.4- Détermination des sections d'acier:……..121
V.4.5- Vérification à l'E.L.S:……...123
V.4.6- Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant:….. 123
V.4.7- Armatures transversales:……. 125
V.5.1 Introduction:……. 127
V.5 Ferraillage des voiles :……. 127
V.5.2 Méthode de calcul:…… 128
V.5.3 Recommandations des règlements:……. …….129
V.5.4 Les armatures horizontales:……...…130

Chapitre IV

VI.1 Calcul des fondations :……..134
VI.1.1 généralités :……134
VI.1.2 Reconnaissance des lieux et du sol:……134
VI.1.3 Choix du Type de fondation :……..136
VI.1.4 Prédimensionnement du radier général :…….138
VI.1.5 Caractéristiques géométriques du radier :……139
VI.1.6 Vérifications nécessaires :……...142

VI.1.7 Ferraillage du radier :.....142

VI.6- Les longrines :.....153

Conclusion

Bibliographe

Annexe

Liste de tableau

CHAPITRE I

Tableau I-1 : dimensions des acrotères……..2

Tableau I.2. Propriétés mécaniques de l'acier……6

CHAPITRE II

Tableau II.1 charges permanentes du mur simple cloison…….…...14

Tableau II.2 charges permanentes du mur double cloison…….…...15

Tableau II.3 Charges permanentes Plancher terrasse……..15

Tableau II.4 Charges permanentes étage courant…….16

Tableau II.5 Charge permanente due aux balcons de terrasse…….….17

Tableau II.6 : charge permanente due aux balcons d'étage courant…….18

Tableau II.7 pré dimensionnement des poutres :……...21

Tableau. II.8 : Pré dimensionnement des Poteau……..…24

Tableau II.9 Calcul de $\overline{N}_U$:……25

Tableau. II.10. dégression des charges Q……..…27

Tableau II.11. Détermination des charges d'exploitations…….27

Tableau. II.12. Vérification du ($1.1NU \leq \overline{NU}$) :……....28

Tableau II.13 vérifications de coffrage des poteaux……..29

Tableau II-14 vérification aux zones nodales…….30

Tableau. II.15. Pré dimensionnement des voiles :……..32

CAPITRE III

Tableau III.1 Charge permanentes et charges d'exploitations……...33

Tableau III.2 calcul des efforts …….34

Tableau III.3 : les charges de la poutrelle avant collage.....41

Tableau III.4 : Calcul des moments.....41

Tableau.III.5. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU…….....46

Tableau.III.6. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……...46

Tableau.III.7.Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……46

Tableau.III.8. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……....46

Tableau.III.9. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……....47

Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS :…….47

Tableau.III.11. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……..47

Tableau.III.12.Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……...47

Tableau.III.13.Récapitulations des efforts internes…….....50

Tableau.III.14. Calcul et vérification des armatures.....51
Tableau.III.15 Vérification à L'ELS:……..….53
Tableau.III.16. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles……..……54
Tableau.III.17. Vérification préliminaire de la flèche…….....55
Tableau III3.1.: Les combinaisons des charges à ELU et ELS…….....58
Tableau III.3.2 : Ferraillage du Balcon……..…59
Tableau III.3.3. Vérification des contraintes……..…60
Tableau III.4.1.: Les combinaisons des charges à ELU et ELS…….....63
Tableau III.4.2. pleine ferraiage de dalle……..……..65
Tableau III.4.3Vérification à l'E.L.S……..…66
Tableau III.5.1: Combinaison des charges de l'escalier (volées 1et 3)……..….69
Tableau III.5.2. les efforts a l'E.L.U et a l'E.L.S ……...71
Tableau III.5.3 : Calcul des sections d'acier de l'escalier (volées 1 et 3)…….71
Tableau III.5.4 Vérification à l'E.L.S…….72
Tableau III.5.5: Vérification de la flèche de l'escalier (volées 1et 3)…….74
Tableau III.5.6. Combinaison des charges à ELU et ELS……... 75
Tableau III.5.7 : Calcul des sections d'acier de l'escalier (volées 2)……76
Tableau III.5.8 Vérification à l'E.L.S…….…...77
Tableau III.5.9: Vérification de la flèche de l'escalier (volées 2)…….…….77
Tableau III.10 : ferraillage (armatures longitudinales) de poutre brisée……....80
Tableau III.11 Vérification à l'E.L.S de la poutre brisée……..……..82

CHAPITRE IV.

Tableau. 4.1. Calcul de centre de masse……..…….87
Tableau 4-2 : Calcule de centre de torsion…….…..…..89
Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité théorique…….…..89
Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité accidentelle……...90.
Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale……..91
Tableau 4. 6 calcul du facteur qualité……...…98
Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes……101

Tableau 4-8 : Coefficient de participation massique……..101

Tableau 4-9 : vérification des périodes……...…102

Tableau 4-10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant……..…105

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y…….106

Tableau 4-12 : calcul du moment de renversement…….…..107

Tableau 4-13 : calcul du moment stabilisant……..108

Tableau 4-14 : Vérification des déplacements……...108

Tableau 4-15: Vérification de l'effet P-Δ :……....110

CHAPITRE I

Tableau I-1 : dimensions des acrotères……..2

Tableau I.2. Propriétés mécaniques de l'acier……6

CHAPITRE II

Tableau II.1 charges permanentes du mur simple cloison…….…...14

Tableau II.2 charges permanentes du mur double cloison…….…...15

Tableau II.3 Charges permanentes Plancher terrasse……..15

Tableau II.4 Charges permanentes étage courant…….16

Tableau II.5 Charge permanente due aux balcons de terrasse…….….17

Tableau II.6 : charge permanente due aux balcons d'étage courant…….18

Tableau II.7 pré dimensionnement des poutres :……...21

Tableau. II.8 : Pré dimensionnement des Poteau……..…24

Tableau II.9 Calcul de $\overline{N}_U$:……25

Tableau. II.10. dégression des charges Q……..…27

Tableau II.11. Détermination des charges d'exploitations…….27

Tableau. II.12. Vérification du ($1.1NU \leq \overline{NU}$) :……....28

Tableau II.13 vérifications de coffrage des poteaux……..29

Tableau II-14 vérification aux zones nodales…….30

Tableau. II.15. Pré dimensionnement des voiles :……..32

CAPITRE III

Tableau III.1 Charge permanentes et charges d'exploitations……...33

Tableau III.2 calcul des efforts …….34

Tableau III.3 : les charges de la poutrelle avant collage.....41

Tableau III.4 : Calcul des moments.....41

Tableau.III.5. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU…….....46
Tableau.III.6. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……...46
Tableau.III.7.Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……46
Tableau.III.8. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……....46
Tableau.III.9. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……....47
Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS :…….47
Tableau.III.11. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……..47
Tableau.III.12.Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……...47
Tableau.III.13.Récapitulations des efforts internes…….....50
Tableau.III.14. Calcul et vérification des armatures.....51
Tableau.III.15 Vérification à L'ELS:……..….53
Tableau.III.16. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles……..……54
Tableau.III.17. Vérification préliminaire de la flèche…….....55
Tableau III3.1.: Les combinaisons des charges à ELU et ELS…….....58
Tableau III.3.2 : Ferraillage du Balcon……..…59
Tableau III.3.3. Vérification des contraintes……..…60
Tableau III.4.1.: Les combinaisons des charges à ELU et ELS…….....63
Tableau III.4.2. ferraiage de dalle pleine……..……..65
Tableau III.4.3Vérification à l'E.L.S……..…66
Tableau III.5.1: Combinaison des charges de l'escalier (volées 1et 3)……..….69
Tableau III.5.2. les efforts a l'E.L.U et a l'E.L.S ……...71
Tableau III.5.3 : Calcul des sections d'acier de l'escalier (volées 1 et 3)…….71
Tableau III.5.4 Vérification à l'E.L.S…….72
Tableau III.5.5: Vérification de la flèche de l'escalier (volées 1et 3)…….74
Tableau III.5.6. Combinaison des charges à ELU et ELS……... 75
Tableau III.5.7 : Calcul des sections d'acier de l'escalier (volées 2)…….76
Tableau III.5.8 Vérification à l'E.L.S…….…...77
Tableau III.5.9: Vérification de la flèche de l'escalier (volées 2)…….…….77
Tableau III.10 : ferraillage (armatures longitudinales) de poutre brisée……....80
Tableau III.11 Vérification à l'E.L.S de la poutre brisée……..……..82

CHAPITRE IV.

Tableau. 4.1. Calcul de centre de masse……..…..…..87

Tableau 4-2 : Calcule de centre de torsion…….…..…..89

Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité théorique…….…..89

Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité accidentelle……...90.

Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale……..91

Tableau 4. 6 calcul du facteur qualité……..…98

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes……101

Tableau 4-8 : Coefficient de participation massique……..101

Tableau 4-9 : vérification des périodes……...…102

Tableau 4-10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant……..…105

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y…….106

Tableau 4-12 : calcul du moment de renversement…….…..107

Tableau 4-13 : calcul du moment stabilisant……..108

Tableau 4-14 : Vérification des déplacements……...108

Tableau 4-15: Vérification de l'effet P-Δ :……....110

CHAPITRE V

Tableau V.1: Les efforts a l'E LU et les sections d'acier adoptées

(Poutres principales)……113

Tableau V.2: Les efforts et les sections d'acier adoptées (poutres secondaires)……113

Tableau V.3: vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales……114

Tableau V.4: vérification des contraintes à l'E.L.S (poutres secondaires)…….115

Tableau V.5: vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales……116

Tableau V.6: vérification des contraintes de cisaillement des poutres secondaires…...116

Tableau V.7: Armatures transversales et leur espacement…….117
Tableau V.8: Vérification de la flèche des poutres…….118
Tableau V.9: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux de rive……....122
Tableau V10: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux intermédiaires…..122
Tableau V.11: Vérification des contraintes des d'acier et de béton à l'E.L.S des poteaux…….123
Tableau V.12: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux……125
Tableau V.13: Armatures transversales et leurs espacements……126
Tableau. V.14. Les données de calcul…….130
Tableau V.15 : Ferraillage verticale du voile 1……..…131
Tableau V16 : Choix des barres d'aciers……131
Tableau V.17 : Ferraillage verticale du voile 2…….……..…131
Tableau V.18 : Choix des barres d'aciers……..132
Tableau V.19 : Ferraillage verticale du voile 3……..…....132
Tableau V.20 : Choix des barres d'aciers……..132
Tableau V.21 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les v.oiles pleins…133

CHAPITE VI

Tableau VI.1 : section des semelles isolées……..…..135
Tableau VI.2 : Section des semelles filantes. ……135
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU…….….141
Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS……...141
Tableau VI.6 : ferraillage des panneaux…….…145
Tableau VI.7 : vérification des contraintes de L'ELS……..….147
Tableau VI.8 Vérification des contraintes de L'ELS…….…149
Tableau VI.9 : valeurs des efforts à L'ELU……..…150
Tableau VI.10 : valeurs des efforts à L'ELS…….150
Tableau VI.11 : vérification des contraintes de L'ELS…….151
Tableau VI.12 : calcul des armatures transversales……...152

LISTE DE FIGOUR

CHAPITRE I

Fig1.3 : La contrainte limite de l'acier……...3

Fig1.2 Diagramme contrainte –déformation du béton……...7

Figure I.1 Escalier droit à trois volets……8

CHAPITRE II

Figure. II.1. Schéma du plancher…….….12

Figure. II.2. Dimensions du corps creux……..…….12

Figure II.3 Mur double cloison……..15

Figure II.4 Mur simple cloison…….….15

Figure II.5 constituant d'un plancher terrasse……..16

Figure II.6 : Constituant d'un plancher étage courant……..16

Figure II.7 : Composante d'un balcon terrasse :……...17

Figure. II.8: Composante d'un balcon d'étage…….…18

Figure: II.9 Dimensions de l'acrotère……...19

Figure II.10: dimensionnement de la poutre…….20

Figure. II-11: flèche maximale……..21

Figure II .12 : le poteau le plus sollicité……..….23

Figure II.13 : Section réduite du poteau……25

Figure II.14 : représentation du poteau le plus sollicité d'étage…….…..26

Figure II.15 : schématisation du poteau étudie (Pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas .respectée)……29

Figure II.16 : les poutres principales et secondaires…….…..30

Figure. II.17. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)…….…….31

CHAPITE III

Fig. II.1 Dimension l'acrotère ……..……33

Fig. III.2 les diagrammes de moment de d'effort tranchant et l'effort normal …….34

Fig. III.3 Section de béton armé à l'E.L.U.....35

Fig.III.4. ferraillage de l'acrotère…….….39

Fig. III.5 corps creux……..40

Figure.III.6. Choix de disposition des étaiements…….41

Figure.III.7. Diagrammes des moments et eforts tranchant des poutrelles**……**42

Fig.III.8. Diagrammes des moments et eforts tranchant des poutrelles**……..**49

Fig.III.9. Diagrammes des moments et eforts tranchant des poutrelles**…….**49
Fig.III.10. Diagrammes des moments des poutrelles……...50
Fig.III.11. Diagrammes des moments et eforts tranchant des poutrelles…….51
Fig.III.7 : Section du béton de calcul……57
Fig.III.12. Ferraillage des poutrelles…….....57
Fig. III.3.1: Dimensions du balcon……..58
Fig. III.3.2.: Schéma statique……..58
Fig. III.3.3: Diagramme du moment fléchissant à ELU…….58
Fig. III.3.4: Digramme de l'effort tranchant à ELU……58
Fig. III.3.5: Diagramme du moment fléchissant à ELS…….59
Fig. III.3.6: Diagramme de l'effort tranchant à ELS……..59
Fig. III.4.8 : différentes formes des dalles pleines……..62
Fig. III.4.9. Le type de ruptures de 1ère dalle……..63
Fig. III.4.10 dimensions de plaque (1)……..63
Fig. III.5.1 : vue en plan d'escalier……...66
Fig. III.5.2 : Schéma statique de l'escalier……67
Fig. III.5.3. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U…….70
Fig. III.5.4. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S……..71
Fig. III.5.5 : Schéma statique de l'escalier (volée 2)……..….74
Fig. III.5.6 schéma statique de la poutre brisée……..78
Fig. III 5 7 diagramme des sollicitations de poutre brisée a l'E.L.U…….……79

CHAPITR IV

Figure 4-1 : disposition des voiles……..…86
Figure 4-2 : dimension des voiles et poteaux……..…88
Figure 4-3 Position des centre de masse……..…91
Figure 4-4 : Spectre de répons…….99
Figure. 4.5. Le comportement des trois premiers modes……100
Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..104
Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques……..105
Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……106
Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……...107
Figure 4-10 : l'effet P-Δ……..…109

CHAPITRE V

figoure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres……118

Figure 5-2 : Ferraillages des poutres principales, intermédiaires et de rive…….119

Fig V. 4 : dispositions des armateurs pour les poteaux…….127

Fig V. 5 : Diagramme des contraintes (SPC)…….128

Fig V. 6 : Diagramme des contraintes (SET)……....129

Fig V. 6 : Diagramme des contraintes (SET)……..130

CHAPITRE VI

Figure VI.1 Vue en plan de la surface du bâtiment…….….136

Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux……137

Figure VI.3 : Contraintes sous le radier…….….140

Figure VI.4 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité…….143

Figure VI.5 : Les lignes de ruptures dans le panneau……....143

Figure VI.6 : Schéma statique du débord……..147

Figure VI.7 : poutre continue…….149

Figure VI.8 : la forme de la nervure du radier……..150

Figure VI.8 : Ferraillage de la longrine……..155

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: 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.

Introduction générale

Le présent travail consiste en la conception, l'étude, le dimensionnement et la vérification d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation avec commerciale à Médéa

L'étude de ce projet sera basée sur les étapes principales 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 chapitre I, II et III.

-Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité, périodes et modes), pour l'étude dynamique, on a utilise le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) comme outil de conception; cette étape fait l'objet de chapitre IV.

-Etude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des charges verticaux et horizontaux et le choix du ferraillage; 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 la superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

Finalement; on terminera le travail par une conclusion générale



Description de l'ouvrage

I.1. Introduction générale :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bloc en béton armé comportant huit (08) planches dent rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible (R+7) à usage multiple (usage d'habitation avec locaux commerciaux) .

I.2. Situation :

Le projet est implanté à <<**CHRACHRIA>>** LA VILLE DE MEDEA. Qui est classée, selon le règlement parasismique algérien (**RPA-99 version 2003),** comme une zone de moyenne sismicité **(*zone IIb*).**
Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- **DTR-BC.2.41** Règles de conception et calcul des structures en béton arme "CBA93"
- **DTR- BC. 22** Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- **DTR- BC .2.48** Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"
- **DTR- BC.2.33.1** règles de calcul des fondations superficielles (92)

I.3. Description de l'ouvrage :

Notre projet contient d'un bloc, ce bloc est régulière est composé de 8 niveaux dent rez-de-chaussée (R+7).

I.4. Caractéristiques du bâtiment :

I.4.1 Les dimensions des blocs de bâtiment en plan et en élévation :

- Longueur (suivant X) …….. **L = 22.48 m**
- Largeur (suivant Y) ……. **l = 22.15m**
- Hauteur d'étage ……... **h = 3.23 m**
- Hauteur de RDC ……. **hr= 3.23 m**
- Hauteur totale du bâtiment …….. **H = 25.84 m**

I.4.2 Ossature:

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après **(*RPA 99 version 2003*)** le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a). **[RPA : Tab.4.3]**

I.4.3 plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.
Notre bâtiment comporte deux types de planchers :
- plancher dalle pleine.
- plancher corps creux.

I.4.4 Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

Ils sont composés de :
Double parois en briques (*10 cm* et *10 cm* d'épaisseur) séparées par une âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.

I.4.5 L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé coulé sur place.

Tableau I-1 : dimensions des acrotères

	L'acrotère	
	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)
La terrasse	60	10

I.4.6 Les escaliers:

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à trois volets.

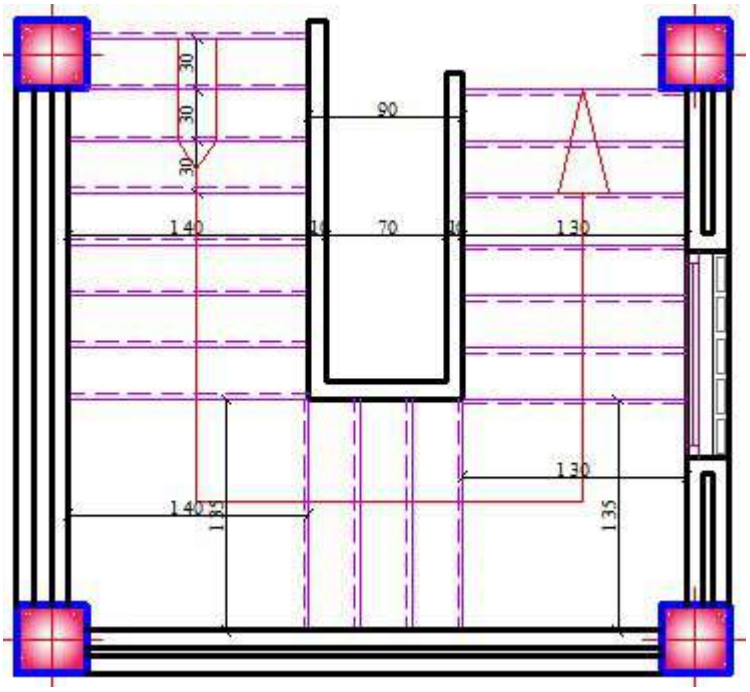


Figure I.1 Escalier droit à trois volets.

I.4.7 L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **(CBA93).**

I.5.1. Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier, avec du ciment et de l'eau.).

I.5.1.1. Caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.5.1.2. ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes.

- Résistance mécanique.

- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment CPJ 42,5.

I.5.1.3. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension compris entre (0, 3) mm.
- gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25)

I.5.1.4. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.5.1.5. Dosage du béton :

L'augmentation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.
Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. à titre indicatif, la conception d'un m^3 de béton de dosage de 350 Kg/m3 de ciment CPJ425 est:

- ✓ 800 L de graviers (3/8 ; 8/15 ; 15/25).
- ✓ 400 L de sable (0 mm ≤ Φ ≤ 3 mm).
- ✓ 350 Kg de ciment CPJ 42 ,5.
- ✓ 175 à 200 L d'eau de gâchage.

Pour un dosage de 350 kg/m^3, donnant une résistance f_{c28} = 25 MPa à 28 jours

I.5.2. Béton armé : (Art A. 2.1. CBA93).

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

I.5.2.1. Résistance du béton : Art [A.2.1.1.. **CBA93**]

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

I.5.2.1.1 Résistance du béton à la compression: ►► Art [A.2.1.1.1. **CBA93**] ◄◄

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

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

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

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25\ MPa$

I.5.2.1.2 Résistance du béton à la traction : ►► Art [A.2.1.1.2 CBA93] ◄◄

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté *« a »* et de longueur *« 4a »* reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par *« f_{tj} »*, elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad (MPa)$$

$f_{c28} = 25\ MPa$, on trouve $f_{tj} = 2{,}1\ MPa$

I.5.2.2. 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:

$$E_{ij}(Mpa) = 11000(f_{cj})^{1/3} \qquad \textbf{Art [A.2.1.2.1]}$$

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 différée E_{VJ} est pris égale à :

$$E_{Vj}[Mpa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{Vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} Mpa \quad \textbf{Art [A.2.1.2.2]}$$

I.5.2.3. Coefficient de poisson : Art [A.2.1.3]

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.5.3. ACIERS : Art [A.2.2. CBA93]

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

- Ronds lisses (R.L) : *FeE235*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE400*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE500*
- Treillis soudés (TS) : *TLE520 ∅ =6 mm* pour la dalle de compression.

Tableau I.2. Propriétés mécaniques de l'acier

Type	utilisation	nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPA)	Module d'élasticité (*MPa*)
Ronds lisses	Armatures transversales	F_eE215	ϕ 6etϕ8	215	***Es = 2,1.10^5 MPa***
Barres a haute adhérence HA	Armatures longitudinales	FeE400	T ≥8	400	
Fils tréfiles soudes	Table de compression	TLE520	$0 < \phi \leq 6$	520	

I.5.3.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

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 : $E_s = 2.10^5\ Mpa$

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.6. Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - L'Equilibre statique
  - La résistance de l'un des matériaux
  - 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 :**

I.6.1 Contrainte du béton en compression : ►► Art [A.4.3.4.1] ◄◄

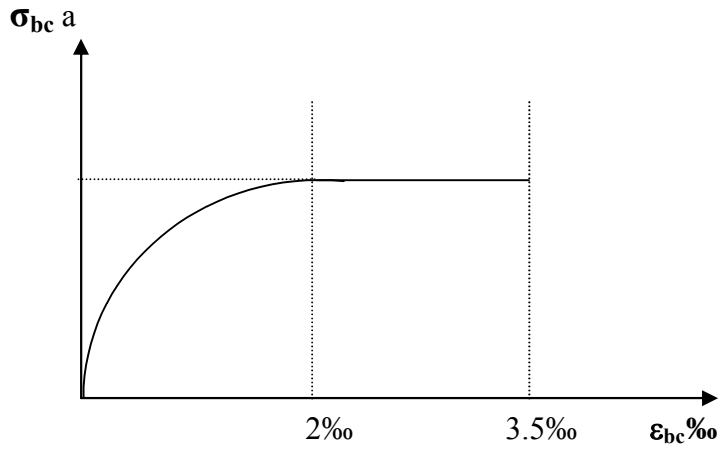


Fig1.2 Diagramme contrainte –déformation du béton.

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.

I.6.2. 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 : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$

I.6.3. Contrainte limite de l'acier: ►► Art [A.2.2.2 BA93] ◄◄:

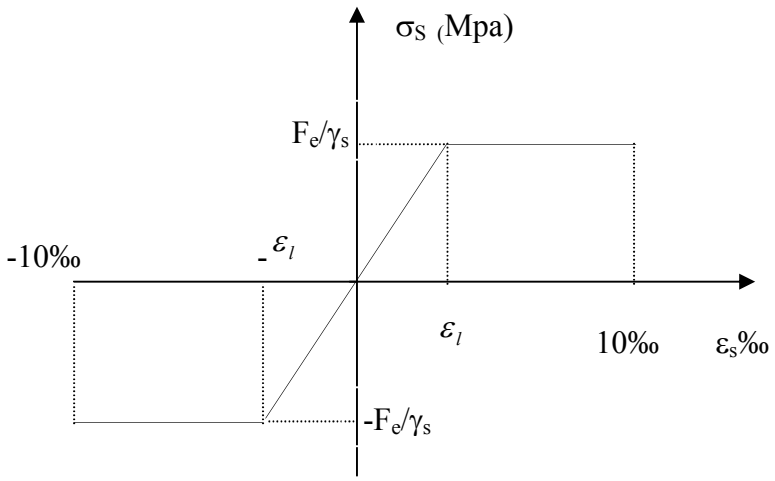


Fig1.3 : La contrainte limite de l'acier.

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 ;

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 :**

I.6.4 E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{cj}$ à l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$

I.6.5 E.L.S de contrainte limite de l'acier :

❖ **Contrainte limite de l'acier :**

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[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

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

❖ **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

η : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

❖ **.Hypothèses de calcul:**

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σs » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

♦ Rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation\ accidentelle \end{cases}$

♦ Haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation\ accidentelle \end{cases}$

- Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$

Chapitre II

Pré dimensionnement et évaluation des charges

PRÉDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le " ***RPA99 version 2003*** ", mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle :

- 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.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis

L = 375 cm

$375/25 \leq ht \leq 375/20$

$15cm \leq ht \leq 18.75$ cm En prende ***ht =20,00 cm***

Telle que ht = d + e

d ⟶ (hauteur de corps creux).

e ⟶ (hauteur de la dalle de compression).

❖ Condition d'isolation acoustique:

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

ht min ≥ 16 cm

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4) Tel que :

$$ht = d + e \quad \begin{cases} d = 16cm \\ e = 4cm \end{cases}$$

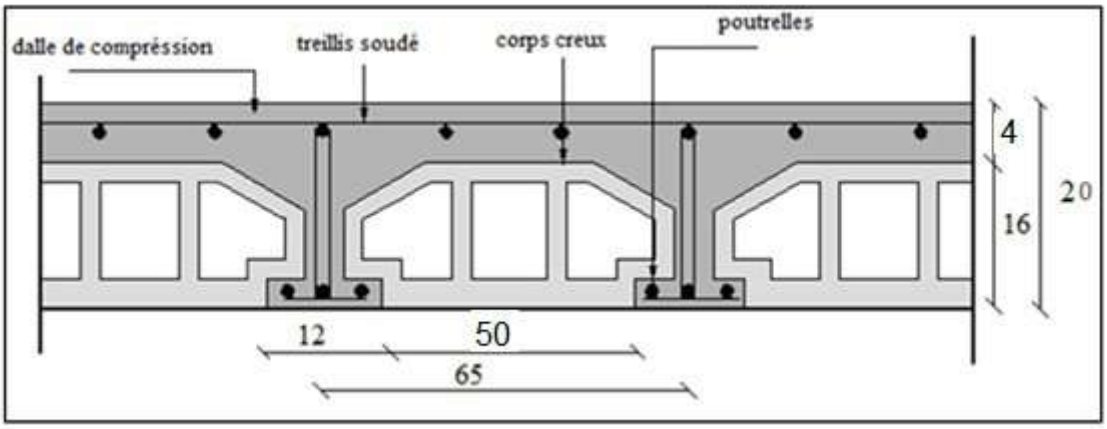


Figure. II.1. Schéma du plancher.

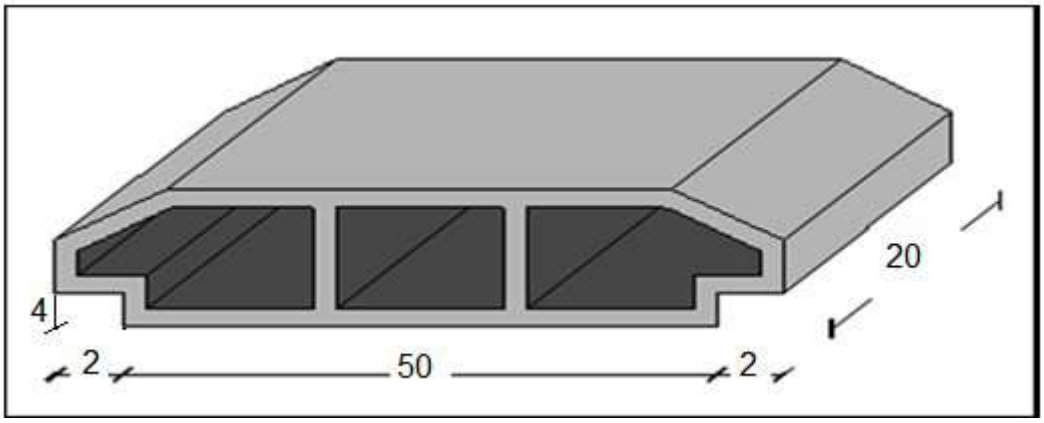


Figure. II.2. Dimensions du corps creux

II.2.2. Les dalles pleines:

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

❖ Condition de résistance:

- Dalle reposant sur deux appuis : $L/35 \leq h \leq L/30$

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

- Pour le cas de notre structure, on a : L = **3.02m.**

- $302/35 \leq h \leq 302/30 \Rightarrow 8.62\ cm \leq h \leq 10{,}06$

On prend h =**10,00** cm

❖ Condition d'isolation acoustique:

- (ep ≥ 15 cm). On prende h = 15 cm

❖ Condition de sécurité en matière d'incendie:

- e= 7 cm pour assurer une heure de coupe feu.
- e= 11 cm pour assurer deux heures de coupe feu.
- e= 17 cm pour assurer trois heures de coupe feu.

❖ Condition de flèche :

Vérification de la flèche « (**CBA93 :B65.3**)» :

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0{,}5 + \dfrac{L(cm)}{1000} & si \quad L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} & si \quad L \leq 5m \end{cases}$$

$$f_{max} = \frac{1}{384}\frac{qL^4{}_x}{E_{ij}I_b} \leq \frac{L_{max}}{500}$$

L_{max}=3 .02cm

f_{cj}=2.1MPa

E_{ij} (MPA)=11000(f_{C28})$^{1/3}$ en MPA.

E_{ij} = 32164.2 Mpa;

$\left(I_b = \dfrac{be^3}{12} \right)$

G= 5.61 kN/m² ⟶ Charge permanente

Q= 3.50 kN/m² ⟶ Charge d'exploitation

$$e \geq \left(\frac{12ql^4_x}{384Eb(\frac{Lx}{500})} \right)^{1/3}$$

Ceci nous donne : q= (1,35G+1,5 Q) b ⟶ q = 12,82 kN/m ;

D'ou : e ≥ 5.55 cm , On prend : **e=15 cm**

❖ **Conclusion:**

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de **15 cm**

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

➢ Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau II.1 charges permanentes du mur simple cloison

N^0	Composante	Epaisseur(m)	Poids volumiques (Kn/m^3)	Poids surfacique (Kn/m^2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	90	0.90
03	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G total	**1.62**

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

Tableau II.2 charges permanentes du mur double cloison

N_0	Composante	Epaisseur(m)	Poid volumiques (Kn/m3)	Poids surfacique (Kn/m2)
01	Enduit en platre	0.01	10	0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	0.18
03	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
04	Lame d'aire	0.05	-	-
05	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
06	Enduit en ciment	0.02	-	0.36
			G total	**2.44**

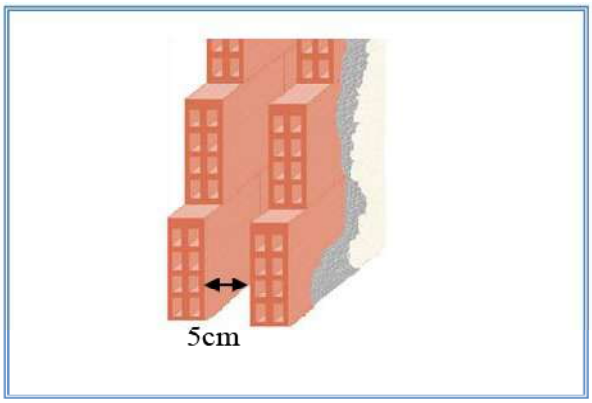


Figure II.3 Mur double cloison

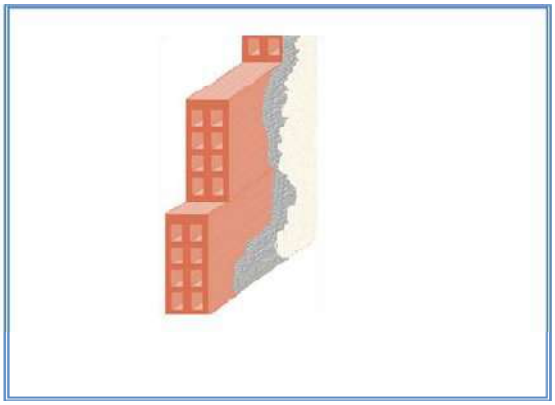


figure II.4 Mur simple cloison

II.3.2. Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et **réalisée** en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.3 Charges permanentes Plancher terrasse

N_0	Composante	Epaisseur(m)	Poids surfacique (Kn/m^2)
01	Gravillon roulé	0.04	0.72
02	Etanchiété multicouche	0.02	0.12
03	Papier craft	-	0.05
04	Forme de pente	0.10	2.20
05	Film polyane	-	0.16
06	Pare vapeur	0.01	0.03
07	Plaque de liége	0.04	0.01
08	Plancher corps creux	0.16+0.4	2.80
09	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G total	**6.45**

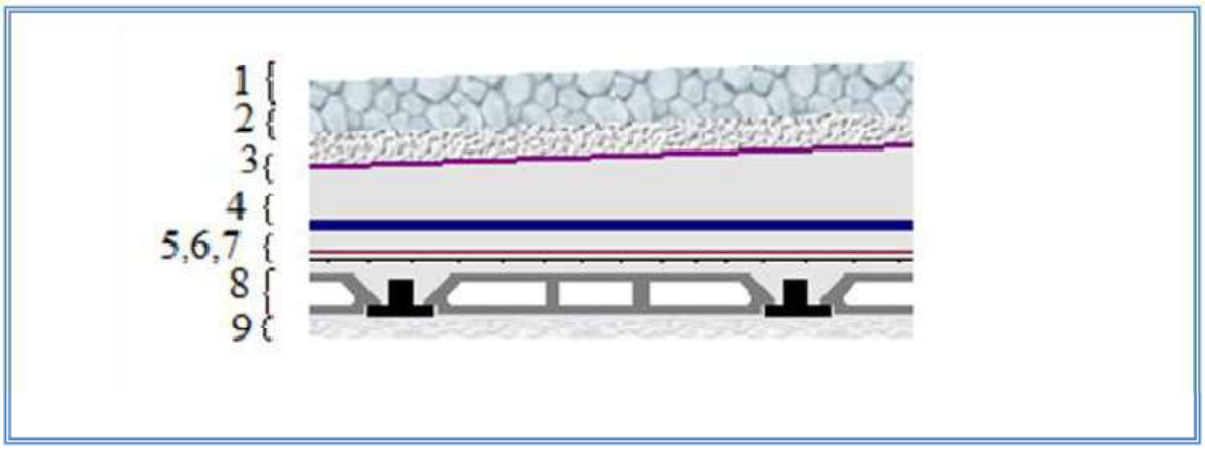


Figure II.5 constituant d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q = 1 KN/m²**

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II.4 Charges permanentes étage courant

N_0	Composante	Epaisseur(m)	Poids surfacique (Kn/m^2)
01	Carrelage	0.02	0.44
02	Mortier de pose	0.04	0.40
03	Lit de sable	0.03	0.54
04	Dalle a corps creux	0.16+0.04	2.80
05	Enduit de ciment	0.02	0.36
	Mure Simple cloison	0.1	1.62
		G total	**6.16**

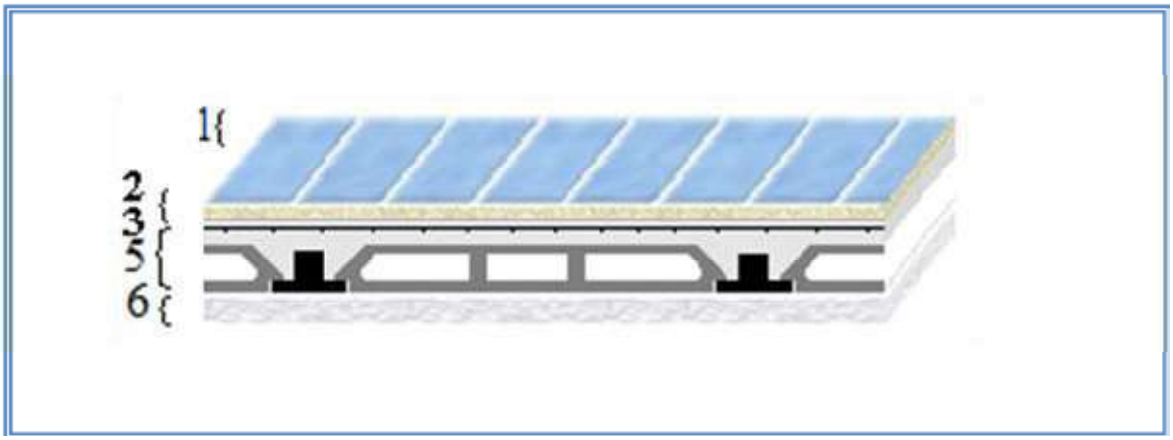


Figure II.6 : Constituant d'un plancher étage courant

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Ouvrage d'habitation : ⟶ **Q = 1,5 KN/m².**

II.3.4.Dalle pleine :

II .3.4.a. Balcons de la terrasse :

- **Charges permanentes :**

Tableau II.5 Charge permanente due aux balcons de terrasse

N_0	Composante	Epaisseur(m)	Poids surfacique (Kn/m^2)
01	Gravillon roulé	0.04	0.72
02	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
03	Papier kraft	-	0.05
04	Forme de pente	0.10	2.20
05	Film polyane	-	0.05
06	Liège (isolant)	0.04	0.016
07	Pare vapeur	0.01	0.06
08	Dalle pleine	0.15	3.00
09	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G total	**G=6.72**

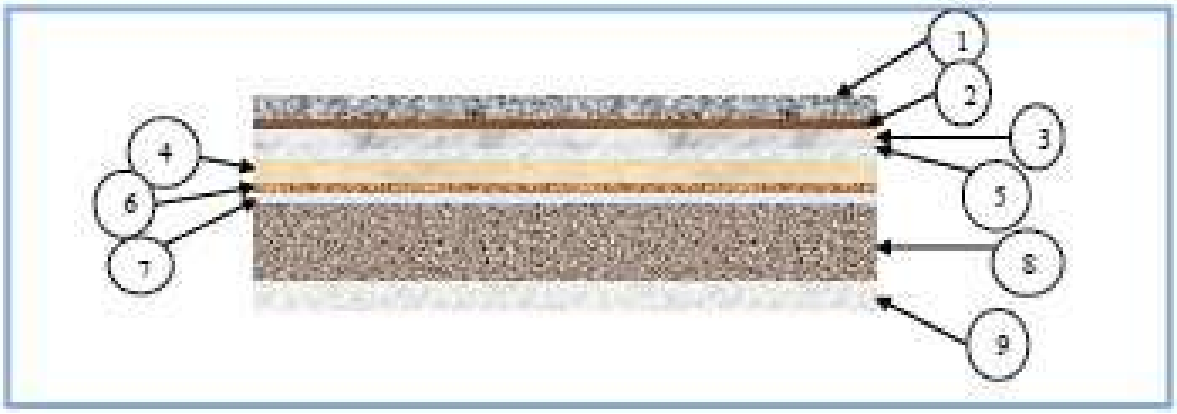


Figure II.7 : Composante d'un balcon terrasse :

Tableau II.6 : charge permanente due aux balcons d'étage courant

N_0	Composante	Epaisseur(m)	Poids surfacique (Kn/m^2)
01	Carrelage	0.02	0.44
02	Mortier de pose	0.04	0.40
03	Lit de sable	0.03	0.54
04	Dalle pleine	0.15	3.75
05	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G total	**5.49**

❖ **Charges d'exploitation :**

Pour les balcons : ⟶ Q = 3,5 KN/m².

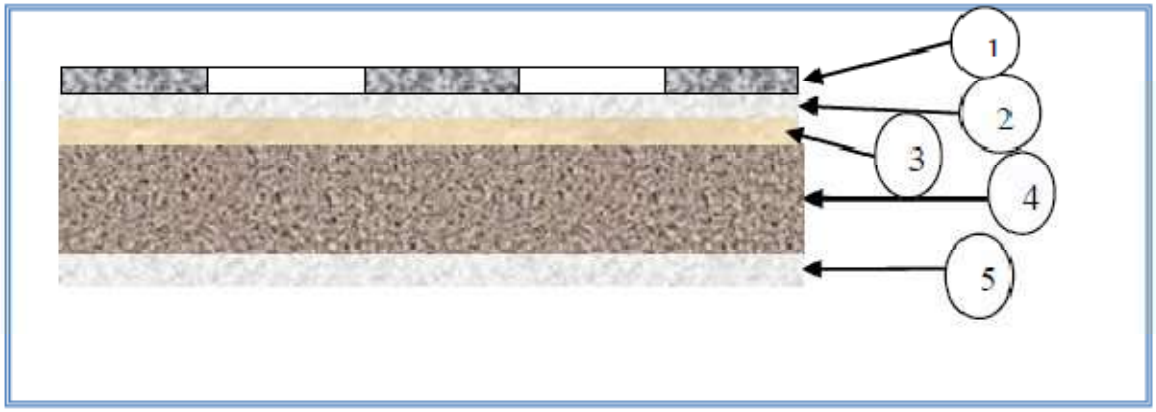


Figure. II.8: Composante d'un balcon d'étage

II.3.5 l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques, son calcul se fait à la flexion composée.

On considère une bande de **1 m** de largeur.

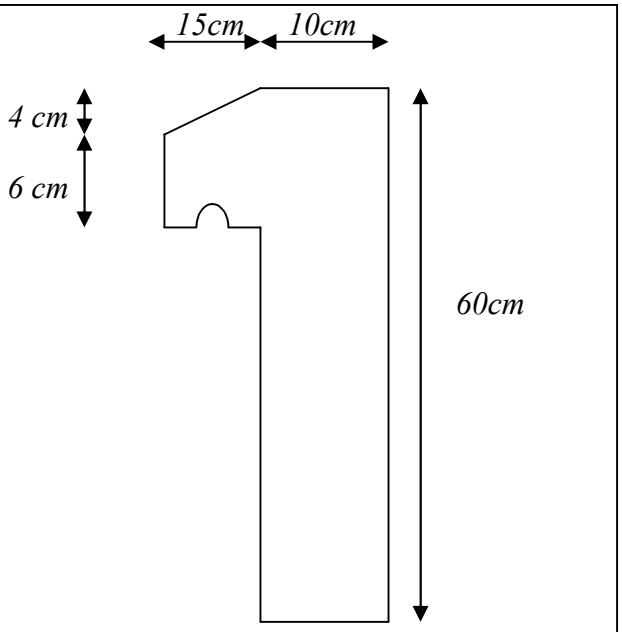


Figure: II.9 Dimensions de l'acrotère

❖ **Charge permanente :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : Le poids volumique tel que **ρ =25 kN/m^3**

$$S = (0{,}10 \times 0{,}6) + (0{,}15 \times 0{,}06) + 0{,}15 \times \frac{0{,}04}{2} = 0.072 \quad m^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé

$G_1 = 25 \times 0{,}072 =$ **1,80 kN/ml**

A. charge d'exploitation :

On prend une charge d'exploitation : ⟶ Q = 1,00 kN/m

II.4. predimensionnement des poutres :

II.4.1. définitions :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les **CBA 93**, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99ver03);

Les étapes précédentes sont résumées comme suit :

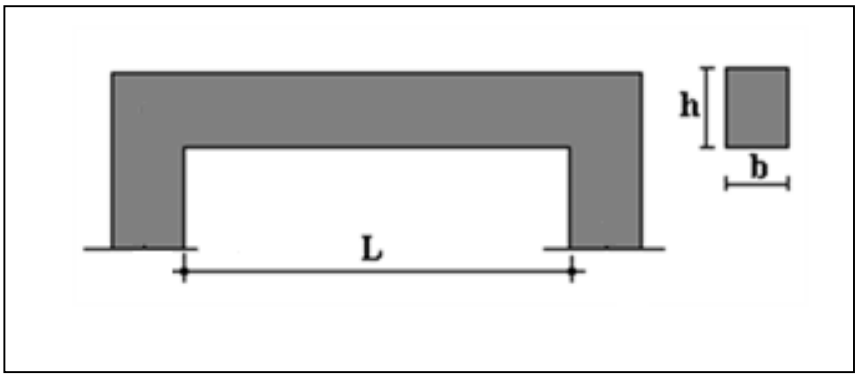


Figure II.10: dimensionnement de la poutre

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ …….[**4**]
- La largeur b de la poutre doit être :

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \quad \text{…….[4]}$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon le RPA 99Ver2003 pour la zone IIb (*Art.7.5.1: RPA 99 VERSION 2003*).

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} >= 1{,}5h + b_1$

Tableau II.7 pré dimensionnement des poutres :

	Poutre secondaire	Poutre principale
Condition de résistance	L_{max}= 3.75 m⇒ $25 \leq h \leq 37.5$ On adopte h=35⇒ 10.5 *cm* ≤ b ≤ 24.5 *cm* On adopte **b=30** cm	L_{max}= 4.40m ⇒ $29.33 \leq h \leq 44$ On adopte h=40 cm⇒ 12 *cm* ≤ b ≤ 28 *cm* On adopte **b=30** cm
Vérification selon le RPA	h=40cm≥30cm ; b=30*cm*≥20*cm* h/b=1.16 ≤ 4	h=40cm≥30cm ; b=30*cm*≥20*cm* h/b=1.33≤ 4
Condition de rigidité	(h/L=0.0769) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0895) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
conclusion	**h = 35 *cm* ; b = 30 *cm***	**h = 40 *cm* ; b = 30 *cm***

Vérification de la flèches « BAEL 91 modifié 99 »

On doit vérifier que : ≤ ¯ Avec :

$$0.5 + \frac{}{1000}(\quad) \quad > 5$$

$$\frac{}{500}(\quad) \quad \leq 5$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie; la flèche maximale est donnée par

$$= \frac{5}{384} * \frac{}{}$$

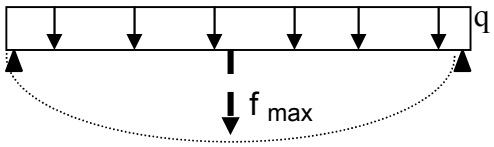


Figure. II-11: flèche maximale

Avec :

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre

fmax: La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S (q=G+Q).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

Ib : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion

Evj : Module d'élasticité différé du béton armé (Evj=10721,40MPa) :

Evj=—— $\overline{f}$

Sens porteurs (L=4,40m) :

$\overline{}$=——= 0.88 (cm), Evj =10721.40 (mpa), Ib =160000 (cm4)

❖ **Plancher terrasse :**

- Poids propre de la poutre : Gp = 0.30 x 0.40 x 25 = 3.000 KN/ml.
- Poids propre du plancher : G plancher = 6.45 x (1.425 + 1.90) = 21.44 KN/ml.
- Q plancher = 1 x (1.425 + 1.9) = 3.325 KN/ml.
- Poids total : q = Gp + G plancher + Q plancher = **27.771** KN/ml.

❖ **Plancher courant :**

- Poids propre de la poutre : Gp = 0.30 x 0.40 x 25 = 3.000 KN/ml.
- Poids propre du plancher : G plancher = 4.54x (1.425 + 1.9) = 15.095 KN/ml.
- Q plancher = 1.5 x (1.425 + 1.9) = 4.98 KN/ml.
- Poids total : q = Gp + G plancher + Q plancher =23.08 KN/ml.
- $_{max}$ = 0.788 cm < 0.88 cm ……c.v

II.5. predimensionnement des poteaux :

II.5.1. définitions :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

A) Etape de calcul :

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- le choix du poteau le plus sollicité
- calcul de la surface reprise par ce poteau
- calcul des charges qui lui reviennent.
- détermination de la section du poteau le plus sollicité à L'ELU et la vérification à L'E.L.S

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

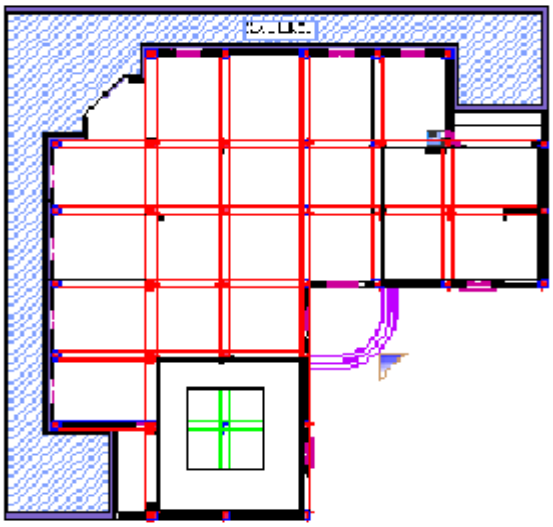


Figure II .12 : le poteau le plus sollicité

II.5.3. Dimensions des poteaux :

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

- $\min(b,h) \geq 30\,\text{cm}$ zone IIb
- $\min(b,h) \geq \frac{H_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Tableau. II.8 : Pré dimensionnement des Poteau

Niveau d'étage		7eme étage	6eme étage	5eme étage	4eme étage
Dimension Du poteau	h (cm)	**30**	**30**	**35**	**35**
	b (cm)	**30**	**30**	**35**	**35**
Niveau d'étage		3eme étage	2eme étage	1eme étage	RDC
Dimension Du poteau	h (cm)	**40**	**40**	**45**	**45**
	b (cm)	**40**	**40**	**45**	**45**

II.5.4. 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 =3.23m pour le RDC et les autres étages, sont comptée entre face
Supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

II.5.5. Calcul de l'effort Nu :

L'effort normal admissible est :

$$N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) .\alpha \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots [2]$$

$\mathbf{N_{ult}}$: Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm ;

γ_b=1,50 et γ_s = 1.15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

$\mathbf{f_{c28}}$ et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

$\mathbf{A_s}$: Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

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

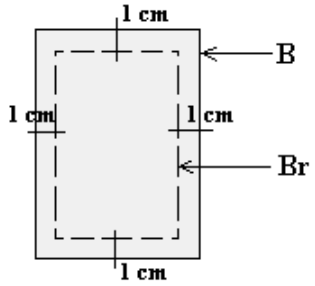


Figure II.13 : Section réduite du poteau

L_f**:** Longueur de flambement. .

i : rayon de giration.

- $i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \dfrac{b.h^3}{12}$ (poteau carré).

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

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux

$$N_u \le \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s}\right]$$ **(Selon le CBA Art : B 8.4)**

$$A_s = \frac{B}{1000}$$

Tableau II.9 Calcul de $\overline{N}_U$:

NIVEAU	Dimension (cm2)	**he** (m)	$\mathbf{B_r}$ (cm^2)	λ	α	**As** (mm^2)	$\overline{N}_u$ (KN)
Le 7^{eme} étage	30X30	323	78400	26.07	0.765	90	1463.01
Le 6^{eme} étage	30X30	323	78700	26.07	0.765	90	1463.01
Le 5^{eme} étage	35X35	323	108900	22.35	0.785	122 .5	2729.72
le 4^{eme} étage	35X35	323	108900	22.35	0.785	122.5	2729.72
Le 3^{eme} étage	40X40	323	144400	19.55	0.80	160	2059.27
le 2^{eme} étage	40X40	323	144400	19.55	0.80	160	2059.27
les 1 ères étage	45X45	323	184900	17.38	0.810	202.5	3674.66
Le RDC	45X45	323	184900	17.38	0.810	202.5	3674.66

❖ **La surface reprise par le poteau le plus sollicité :**

Tous les étages :

S total= (1.47+1.775+0.3)×(1.95+1.45+0.3) = **13.11 m²**

Sp= (1.47+1.775) × (1.95+1.45) = **11.03 m²**

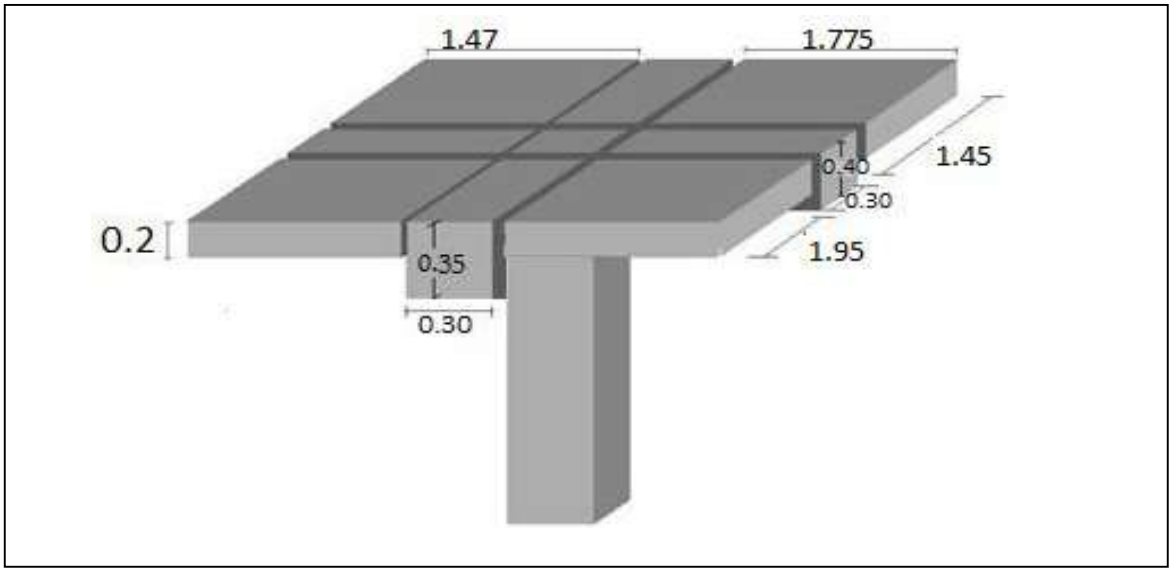


Figure II.14 : représentation du poteau le plus sollicité d'étage

II.5.6. Descente des charges:

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau Intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les Dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $_0+$—($_1+$ $_2+$…….+ $_n$)
- $_0+$— × ∑ $_i$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Q n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

❖ **Loi de dégression des charges**

Tableau. II.10. dégression des charges Q

NIVEAU	**Q** (kN/m²)	∑ charge d'exploitation*	**Résultats** (kN/m²)
Sous le 7eme étage	Q_0=1	Q_0	= **1,00**
Sous le 6eme étage	Q_1=1.5	$Q_0 + Q_1$	= **2.5**
Sous le 5eme étage	Q_2=1.5	Q_0 +**0,95**($Q_1 + Q_2$)	= **3.85**
Sous le 4eme étage	Q_3=1.5	Q_0 +**0,90**($Q_1 + Q_2 + Q_3$)	= **5 .05**
Sous le 3eme étage	Q_4=1.5	Q_0+**0,85**($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$)	= **6.1**
Sous le 2eme étage	Q_5=1.5	Q_0 +**0,80**($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$)	= **7**
Sous le 1ere étage	Q_6=1.5	Q_0 +**0,75**($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6$)	= **7.75**
Sous le RDC	Q_7= 4	Q_0 +**0,714**($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7$)	= **10.282**

Tableau. II.11. Détermination des charges d'exploitations

NIVEAU	S_{total} (m^2)	$\frac{3+}{2}$	**Dégression *** (kN/m²)	Q_{cum} (kN)= **St x dégression**
Sous le 7eme étage	**13.11**		1,00	13.11
Sous le 6eme étage		1	2.5	32.77
Sous le 5eme étage		0.95	3.85	50.47
Sous le 4eme étage		0.90	5 .05	66.20
Sous le 3eme étage		0.85	6.1	79.97
Sous le 2eme étage		0.80	7	91.77
Sous le 1ere étage		0.75	7.75	101.6
Sous le RDC		0.714	10.282	134.79

II.5.6.b. Charges permanentes et Nu :

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Méthode de calcul :

$Nu = 1.35G_{cum} + 1.5Q_{cum}$

γ Béton=25kn/m3

$G\ planches = G_{total} * S_P$

$G_{Poteau} = b*h*L_0$

$G_{PP} = b*h*L/2 \qquad G_{PS} = b*h*L/2$

Tableau. II.12. Vérification du ($1.1NU \leq \overline{NU}$) :

	élément	G (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (kn)	N_U (KN)	1.1 N_U (KN)	$\overline{N_U}$ (KN)	1.1 $N_U \leq \overline{N_U}$
7eme etage	Poutre P	9.73	97.05	97.05	13.11	150.68	165.748	1463.01	oui
	Poutre S	8.92							
	poteau	7.26							
	plancher	71.14							
6eme etage	Poutre P	9.73	93.85	190.9	32.77	306.87	337.557	1463.01	oui
	Poutre S	8.92							
	poteau	7.26							
	plancher	67.94							
5eme etage	Poutre P	9.73	96.48	287.38	50.47	463.66	510.026	2729.72	oui
	Poutre S	8.92							
	poteau	9.89							
	plancher	67.94							
4me etage	Poutre P	9.73	96.48	383.86	66.20	617.51	679.261	2729.72	oui
	Poutre S	8.92							
	poteau	9.89							
	plancher	67.94							
3eme etage	Poutre P	9.73	99.51	483.37	79.97	772.50	849.75	2059.27	oui
	Poutre S	8.92							
	poteau	12.92							
	plancher	67.94							
2me etage	Poutre P	9.73	99.51	582.88	91.77	924.54	1016.994	2059.27	oui
	Poutre S	8.92							
	poteau	12.92							
	plancher	67.94							

1^{me}etage	Poutre P	9.73	102.94	685 .82	101.6	1076	1183.6	3674.66	oui
	Poutre S	8.92							
	poteau	16.35							
	plancher	67.94							
RDC	Poutre P	9.73	102.94	788.76	134.79	1267.1	1393.81	3674.66	oui
	Poutre S	8.92							
	poteau	16.35							
	plancher	67.94							

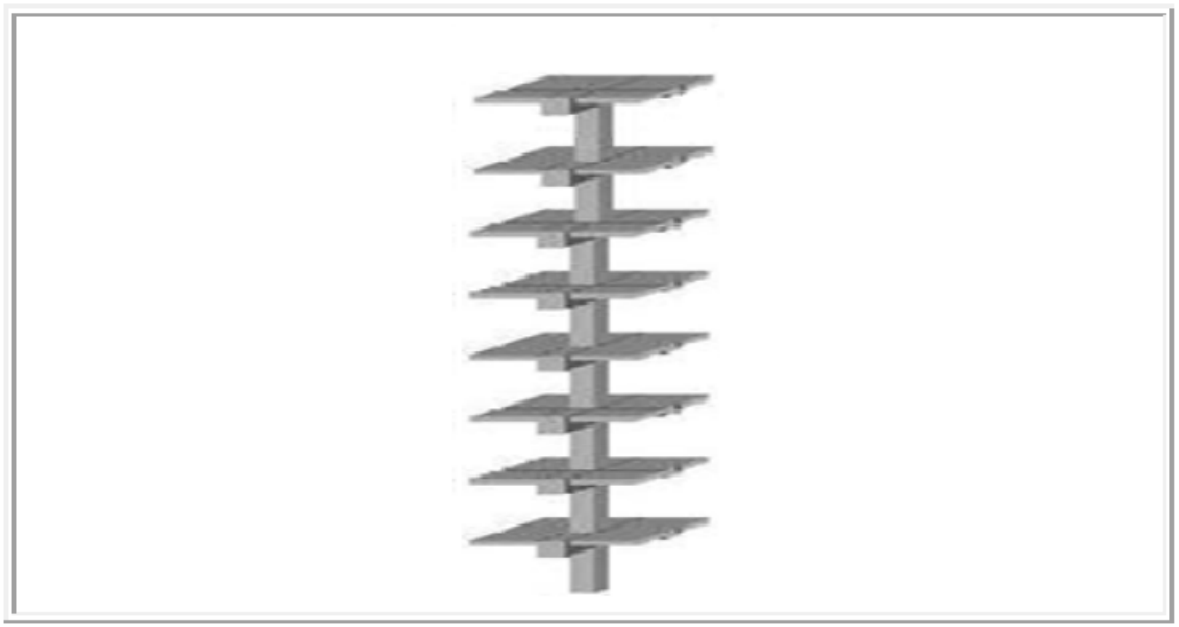


Figure II.15 : schématisation du poteau étudie
(Pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée)

II.5.7. Vérification selon le RPA99 v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.13 vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	vérification
$\min(b,h) \geq 30\,\text{cm}$	Min (b*h) = 35cm > 30cm	**CV**
$\min(b,h) \geq \frac{H_e}{20}$	Min (B*h)=35cm > (he/20) = (323-40)/20 =14.65	**CV**
$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	0.25 < 1.5 < 4	**CV**

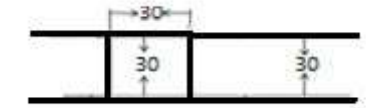
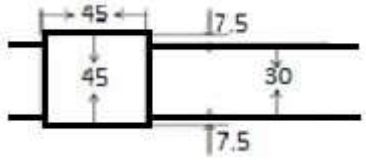
II.5.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}(b_1/2;h_1/2)$

b_1 : la largeur du poteau

Tableau II-14 vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	30	30	OUI	0.0	15	OUI
	30	45	45	OUI	7.5	22.5	OUI

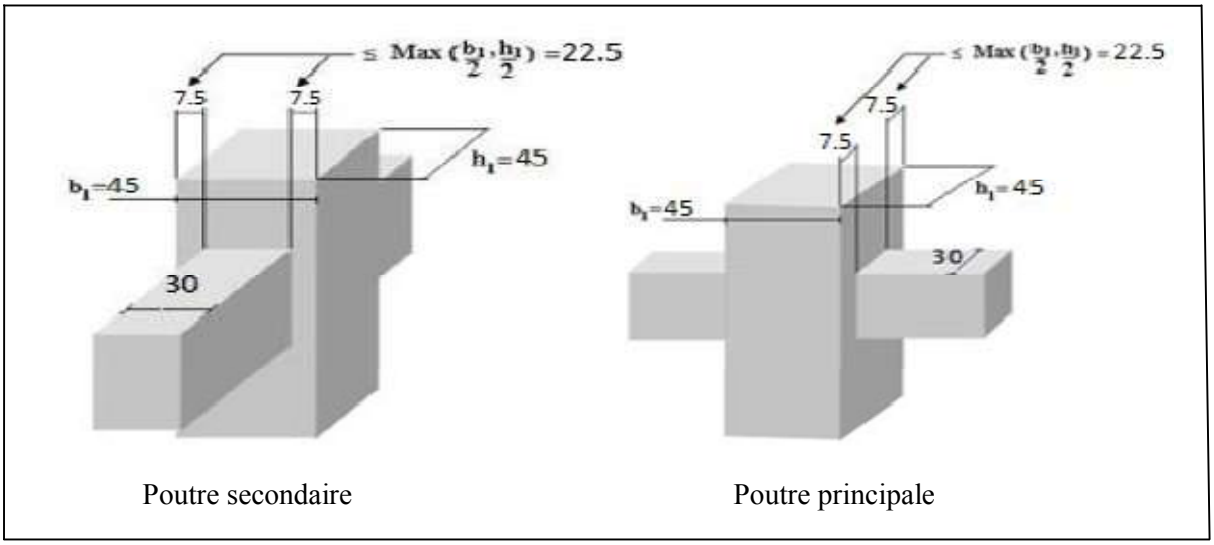


Figure II.16 : les poutres principales et secondaires

II.6. pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du Bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

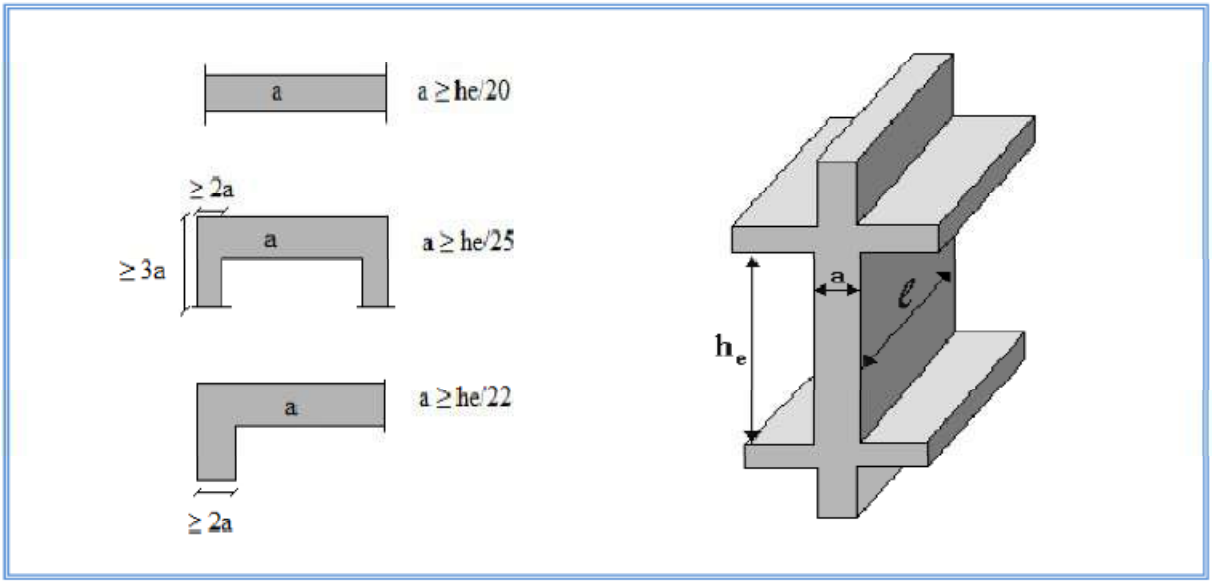


Figure. II.17. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

Selon le RPA.99 version 2003 : [Art 7.7.1]

$$a \geq \text{Max}\ 15\ \text{cm}; \frac{he}{25}; \frac{he}{2}.\frac{he}{2}$$

- he= 3.23-0.35=**2.88m**.
- a ≥ MAX (15 cm ; 11.52; 13.09; 14.4)
- a = 15 cm

Tableau. II.15. Pré dimensionnement des voiles :

Niveau	he (cm)	a (cm)
7	323-35= 288	15
6	323-35= 288	15
5	323-35= 288	15
4	323-35= 288	15
3	323-35= 288	15
2	323-35= 288	15
1	323-35= 288	15
RDC	323-35= 288	15

Conclusion : On adopte une épaisseur **a= 15 cm** sur toute la hauteur de la structure.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de largueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

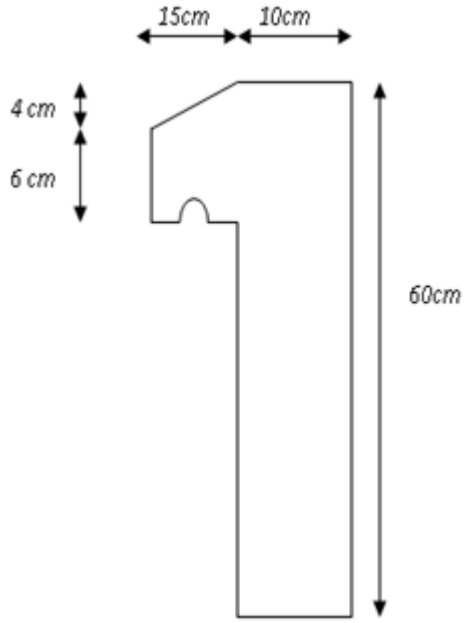


FIG III.1 dimension de l'acrotère

III.1.2 CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ACROTERE

III.1.2.1 CHARGE PERMANENTE ET SURCHARGE D'EXPLOITATION

Tableau III.1 Charge permanentes et charges d'esploitations

Surface (m^2)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
$S = (0{,}10 \times 0{,}6) + (0{,}15 \times 0{,}06) + 0{,}15 \times \frac{0{,}04}{2} = 0.072$	S*25= 1.8	1.5*Q_M =1.5

III.1.2 .3 DETEEMINATION DES EFFORTS :

Pour une bande de 1m de largeur :

Tableau III.2 calcul des efforts

L'E.L.U	L'E.L.S
N_U =1,35.G = 1,35× 1.8 = 2.43 KN.	Nser = G = 1.8 KN
M_U =1,5.Q_u .h = 1,50× 1×0,60 = 0,9KN.m	Mser = Qu.h =1×0, 6 = 0.6KN.m
T_U =1,5.Q_u = 1,5×1 = 1.5 KN.	T_S=1 KN

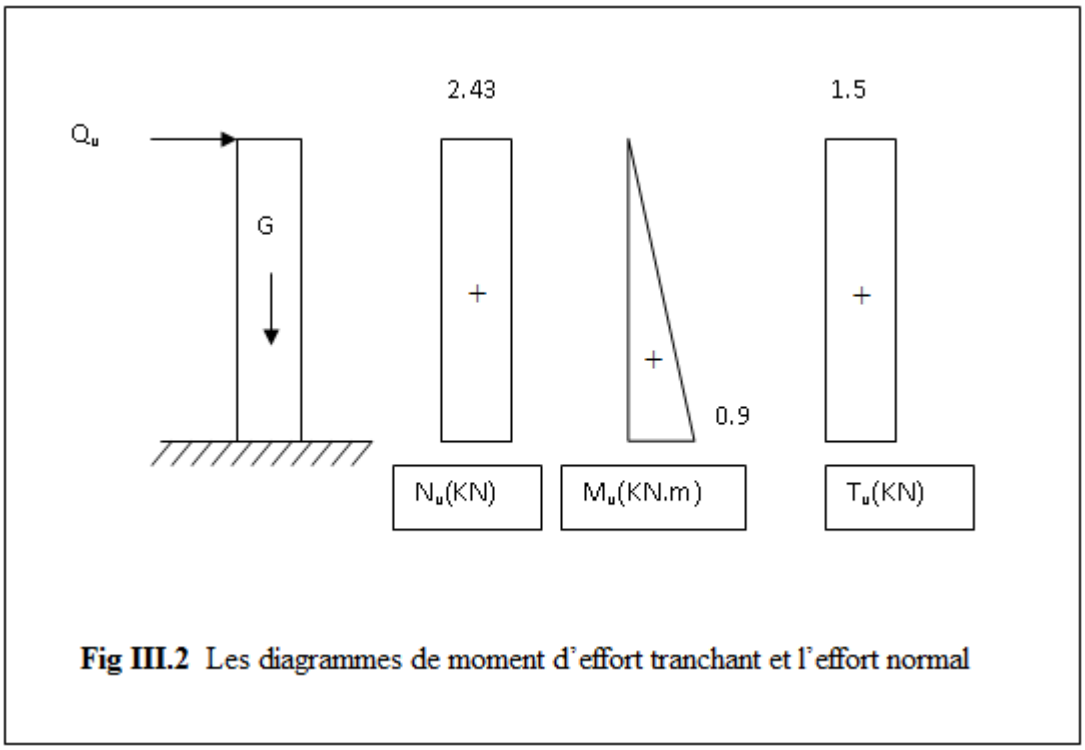


Fig III.2 Les diagrammes de moment d'effort tranchant et l'effort normal

III.1.2 .4 FERRAILLAGE DE LA SECTION DE L'ACROTERE

h =10 cm ; b =100 cm ; e=02cm
d =h-e-Ø/2 =7,5(cm) ; c = c'=2,5 cm

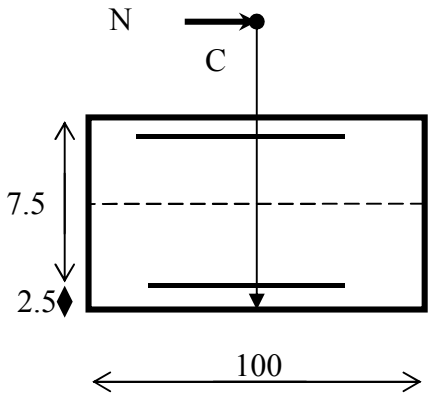


Fig. III.3 Section de béton armé à l'E.L.U

- **Calcul de l'excentricité:**

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{0.9}{2.43} = 37.03cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5cm \end{array}\right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
Les armatures seront calculées à la **flexion simple** en équilibrant le moment fictif M_f.

- **Calcul du moment fictif « Mf » :**

$M_f = N \times e$

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

$\mathbf{e} = e_0 + (h/2\text{-}c) \Rightarrow \mathbf{e} = 0.395\text{m}$

$M_f = N \times \mathbf{e} \Rightarrow M_f = 0.96$ kN.m

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'_1 = 0.$$

Donc : ß = 0.994

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 37.02 \text{ cm}^2.$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \dfrac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.37\text{cm}^2.$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$.

$$\text{Donc} : \begin{cases} A = 0.37cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité : . . . . . [2] (art B 6.4)**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.37\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2,01 cm².

- **Armatures de répartition:**

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$$

Donc, on prendra : **A_r = 4HA6 = 1,13 cm²**

- **Espacement :**

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

$S_{rép}$=25 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.3 Vérification à l'E.L.S:

III.1.3.1 Calcul des efforts à l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,2 \times 10^2}{2.43} = 43.38cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2,5 = 2,5\,cm < e_0 = 43,38\,cm$$

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

Où : $B_o = b.\,h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ $B_o = 1030,15 cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A\,c + A'd)] \Rightarrow \upsilon_1 = 4.92$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \boldsymbol{\upsilon_2} = 5.07$ cm.

$I_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A\,(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I_G = 8343.28 cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.59$ cm**.**

Donc: e_0= 43,38cm ≥ $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ =1,59 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:

y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort

de compression donc : $C = h/2 - e_0 = -38{,}28\text{cm} < 0$

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -4313{,}26\text{cm}^2 \\ q = 108396.52\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 4313{,}26y_2 + 108396.52 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -1.38x10^8 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}994 \Rightarrow \varphi = 173{,}80° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 75.83. \end{cases}$$

Les racines de l'équation "*" sont: $Y2 = \begin{cases} a\cos\frac{\varphi}{3} = 40.25\text{ cm} \\ a\cos\frac{\varphi}{3} + 120 = -75.78\text{ cm} \\ a\cos\frac{\varphi}{3} + 240 = 35.52\text{ cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

Donc: $\begin{cases} y_2 = 40.25\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 01{,}97\text{cm} \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}b\,y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right] = 27.31\text{cm}^3.$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1.8}{27.31} = 0{,}066\ (\text{N/mm}^3).$$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (0{,}066 \times 19{,}7) = \mathbf{1.30} < \bar{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15$ MPa……. **(c.v).**

et : $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15 \times 0{,}073\ (76 - 19{,}7) = 54{,}74$ MPa.

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\,\text{MPa}\,; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$$

$\sigma_s = 54{,}74\,\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.633\,\text{MPa}$ ……. (c.v).

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

III.1.4 Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$\tau = \frac{}{\times}$ . . . . . .**[2] (art A.5.1.1)**

- Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée en fonction de l'inclinaison des armatures transversales. Le préjudice de la fissuration devra aussi être considéré.
- Comme pour le calcul de l'acrotère, la fissuration étant préjudiciable, la contrainte est donnée par :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0{,}15 . f_{c28}}{\gamma_b}, 4\ \text{MPa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa} . \text{ . . .} \text{ . . . . . .}$$**[2] (art A.5.2.1.2.1)**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 * d} . = \frac{15 * 10^3}{1000 * 75} = 0.02\ \text{MPA} \quad \text{donc}: \tau_u < \overline{\tau_u}$$

-Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.1.5. Vérification au séisme :

D'après le RPA99, les forces horizontales de calcul agissant sur les éléments secondaires sont

calculées suivant la formule :

FP $\leq$ 1,5 Q

On a: FP = 4 A CP WP . . . . . [1]

Avec :

FP : force d'inertie appliquée au centre de base de l'acrotère

A : coefficient d 'accélération pour la zone III, groupe 2, A = 0,25

CP : facteur des forces horizontales (CP =0,8) élément consol

WP : poids de l'acrotère WP =1,80 kN/m

FP = 4×0,25×0,8×1,80= 1.440 kN/m

1,5 Q = 1,5 .1 = 1,50 kN/m

Donc FP = 1,440 < 1,50 ……..….**vérifié**

III.1.6. Disposions constructives :

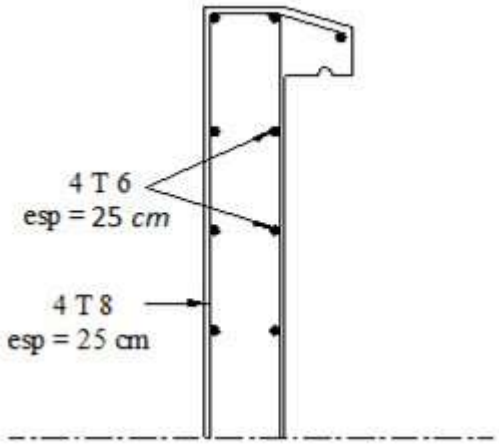


Fig.III.4. ferraillage de l'acrotère

III .2. PLANCHER A CORPS CREUX

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions

Industrielles, doivent supporter leurs poids propre, les charges permanents et les surcharges

D'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs ; d'autres parts ils doivent isoler les

Différents étages du point de vue acoustique.

Dans notre bâtiment, on adopte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux
- Planches en dalle pleine

Ce type de plancher est constitué de deux systèmes :

- Système porteurs c'est à dire les poutrelles et la table de compression de 5 cm.
- Système coffrant c'est à dire les corps creux de dimensions (16×20×65) cm^3

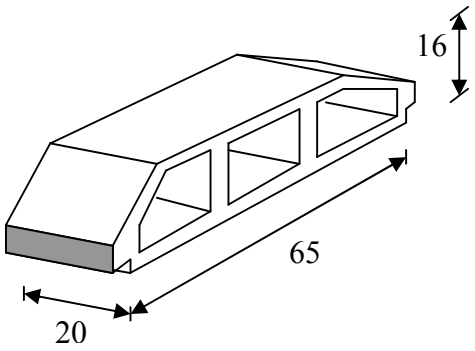


Fig. III.5 corps creux

III.2.1. La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, 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 $1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à $2 \leq 33$ cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$A_{\perp} \leq$ —— si $L \leq 50$ cm

$A_{\perp} \geq 0{,}02 .L .$ —— si $50 \leq L \leq 80$

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 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A \geq 0{,}02 .L .$ —— = —— = $0{,}5cm^2$ /ml

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

A// = $\frac{\perp}{2}$ = 0.25cm ^{2}/ml

On choisira: $A^{\perp} = 5\ \varphi\ 5 = 0{,}98\ cm^2$, esp = 20 cm.

A// = 4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

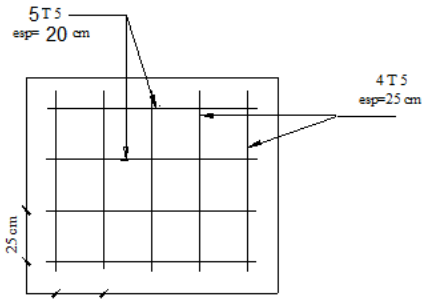


Figure III.6: Ferraillage de la table de compression

III .2.2. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leur calcul est associé à celui d'une poutre semi encastrée

aux poutres de rives.

Dans notre cas nous avons plusieurs types constituant notre bâtiment.

Le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la table de compression
- Après coulage de la table de compression

❖ A.1ère phase de calcul (avant le coulage) :

Avant coulage de la table de compression la poutrelle est considérée comme une poutre simplement

Appuis et elle supporte :

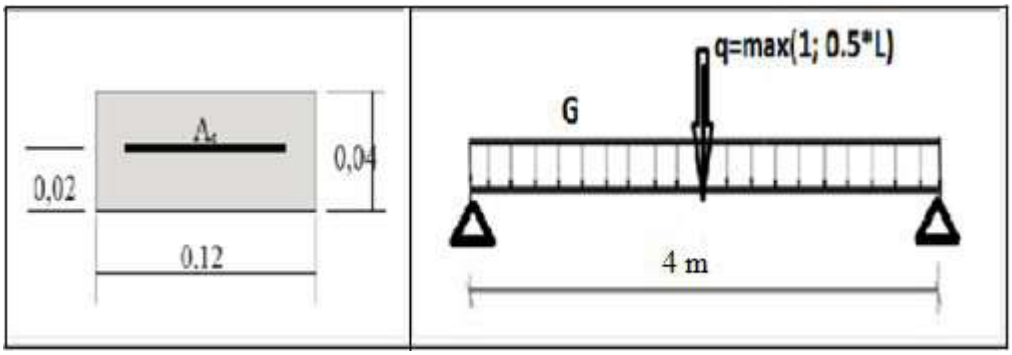


Fig. III.7 Schéma statique de la poutrelle.

Tableau III.3 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.00	2	Poids de là poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Tableau III.4 : Calcul des moments

M_G (KN.M)	M_Q (KN.M)	M_u (KN.M)
$\frac{}{8} = 1.54$	$\frac{}{4} = 2$	1.35. M_G + 1.5. M_Q = 5.079

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

h =4 cm ; b = 12 cm ; d= 0.9h = 3.6 cm ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; $\sigma_S = 348MPa$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5.079\times10^6}{120\times20^2\times14.2} = 7.45 > 0.392 \Rightarrow A_S'=0.$$

Cette valeur de μ=9.05 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

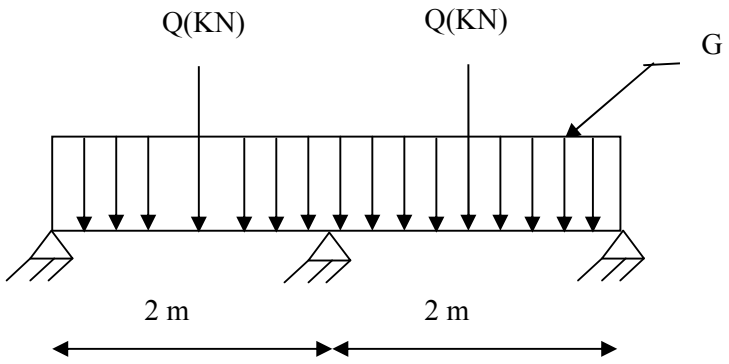
étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.



Figure.III.8. Choix de disposition des étaiements.

❖ **Calcul des étaiements**

- **Pour un seul étai au milieu :**



L^{max} = 2 m

$M_G = \frac{\cdot \quad *}{\qquad} =$ 0.385 kN.m

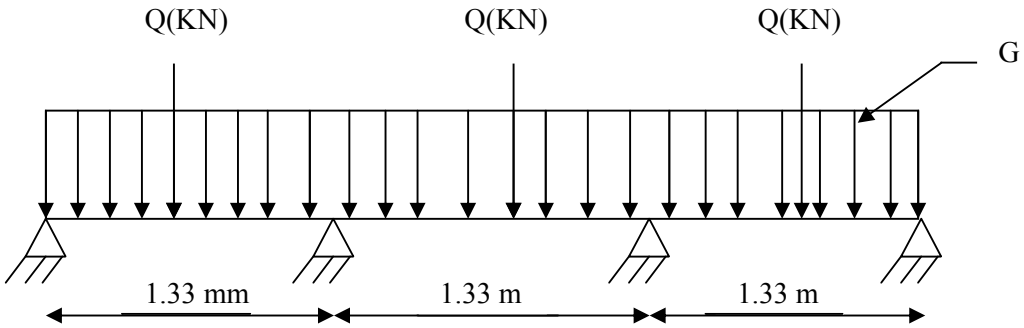
$M_Q = \frac{*}{\qquad} = 0.5$ kN.m

M_U=1.26 kN.m

$$\mu = \frac{1.26 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 1.84 > 0.392 \quad \text{c.n.v}$$

On ajoute un autre étaiement

- **Pour deux étais:**

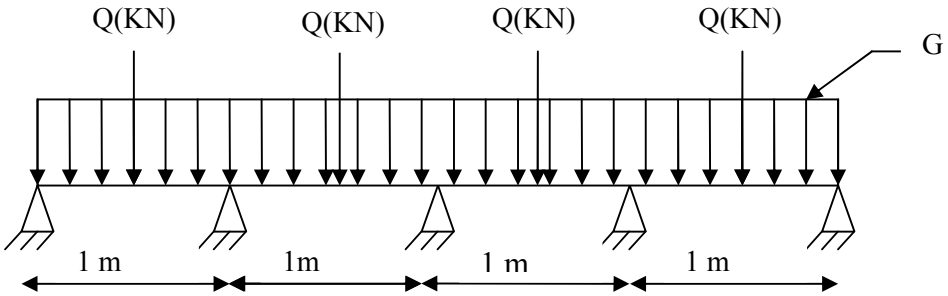


G = 0,77 KN/ ml→M_G= 0.171 (KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.416 KN] = 1.00KN→M_Q=0,333(KN.m)
Donc: M_u=0,729 (KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{0{,}729 \times 10^6}{120 \times 14.2 \times (20)^2} = 1.07 > \mu_l = 0.392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

- **Pour trois étais:**

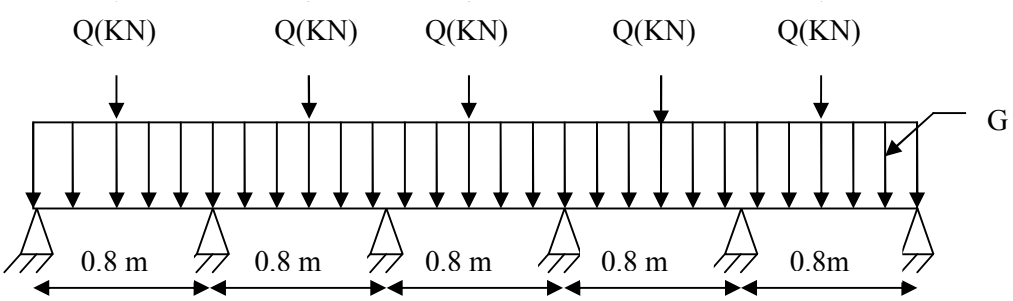


G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,128(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→M_Q=0.25 (KN.m)
Donc: M_u=0,547(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b.d^2} = \frac{0{,}547 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0.803 > \mu_l = 0.392$$

On ajoute un autre étaiement

- **Pour quatre étais :**



G = 0.77 KN/ ml→MG=0,102 (KN.m)

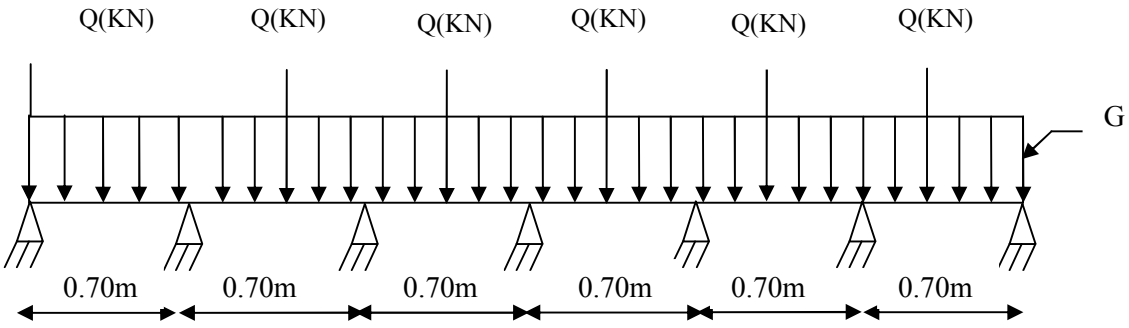
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→MQ=0.2 (KN.m)

Donc: Mu=0,438(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b.d^2} = \frac{0{,}438 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0.642 > \mu_l = 0.392$$

On ajoute un autre étaiement

- **Pour cinq (05) étais :**



G = 0.77 KN/ ml→MG=0,047 (KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→MQ=0.175(KN.m)

Donc: Mu=0,326(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b.d^2} = \frac{0{,}326 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0.360 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{…….....(C.V)}$$

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 70 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression

❖ **B . 2 eme Etape (après le coulage):**

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la pou-

trelle est considérée comme une poutre continue

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Quatre types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

❖ **B.1.Méthode de calcul des poutres:. . . . . [2] (art B 6.2.2.2.1)**

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT car les conditions d'applications de

la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

➢ **Conditions d'application:**

1- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2*G = 2*6.45 = 12.9 \\ 5\ \text{KN/m}^2 \end{cases}$ …….. (c.v)

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées….. (c.v)

3-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0.8 " et " 1.25 "…… (c.n.v)

4- La fissuration doit être peu nuisible……. (c.v)

- **B. 2.Evaluation des charges et surcharges:**

Plancher terrasse: G = 6.45 x 0.65 = 4.19 KN/ml.

Q = 1 x 0.65 = 0.65 KNN/ml.

Les charges revenant a la poutrelle:

Pu = 1.35 G + 1.5 Q = 6.63KN/ml.

Pser= G + Q = 4.84 KN/ml.

-Plancher courant: G = 0.65 x 4.54 = 2.96 KN/ml.

Q = 2.5 x 0.65 = 1.625 KN/ml.

Pu = 6.43 KN/ml.

Pser= 4.6 KN/ml.

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.5. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7.23	3.50	1.45	6.00	11.16	-8.13
B-C	7.72	3.95	6.00	1.54	8.53	-11.40

Tableau.III.6. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	12.23	6.61	2.4450075	8.78	14.16	-10.91
B-C	7.23	1.32	5.83	6	9.70	-9.59
C-D	7.72	4.63	4.65	1.5448075	8.96	-10.97

Tableau.III.7.Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7.23	6.97	1.446	5.83	11.11	-8.18
B-C	7.72	0.38	5.83	4.65	9.59	-10.35
C-D	7.72	3.14	4.65	5.83	10.35	-9.6
D-E	7.23	3.14	5.83	1.446	8.18	-11.11

Tableau.III.8. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	12.86	6.97	2.57	9.20	14.52	-11.20
B-C	7.23	0.38	9.20	4.51	8.08	-11.21
C-D	7.72	3.14	4.51	4.65	10.01	-9.92
D-E	7.72	3.14	4.65	4.51	9.92	-10.01
E-F	7.23	0.59	4.51	8.78	11.07	-8.22
F-G	12.23	6.61	8.78	2.45	10.91	-14.16

b. Détermination des moments à l'Etat Limite service:

Tableau.III.9. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	5.18	0.42	6.28	3.22	5.88	-7.92
B-C	5.53	3.36	3.22	1.10515	6.45	-7.81

Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS :

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	4.73	4.73	1.75	6.28	10.13	7.81
B-C	0.42	0.42	6.28	3.22	5.88	7.92
C-D	3.36	3.36	3.22	1.10	6.45	7.81

Tableau.III.11. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	5.18	2.58	1.036	4.17	7.94	-5.86
B-C	5.53	1.78	4.17	3.33	6.86	-7.40
C-D	5.53	1.78	3.33	4.17	7.40	-6.86
D-E	5.18	2.58	4.17	1.036	5.86	-7.94

Tableau.III.12.Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	8.75	4.74	1.75	6.28	10.13	-7.81
B-C	5.18	0.43	6.28	3.22	5.88	-7.92
C-D	5.53	2.26	3.22	3.33	7.17	-7.09
D-E	5.53	2.26	3.33	3.22	7.09	-7.17
E-F	5.18	0.28	3.22	6.58	8.02	-5.78
F-G	9.20	4.99	6.58	1.84	8.02	-10.39

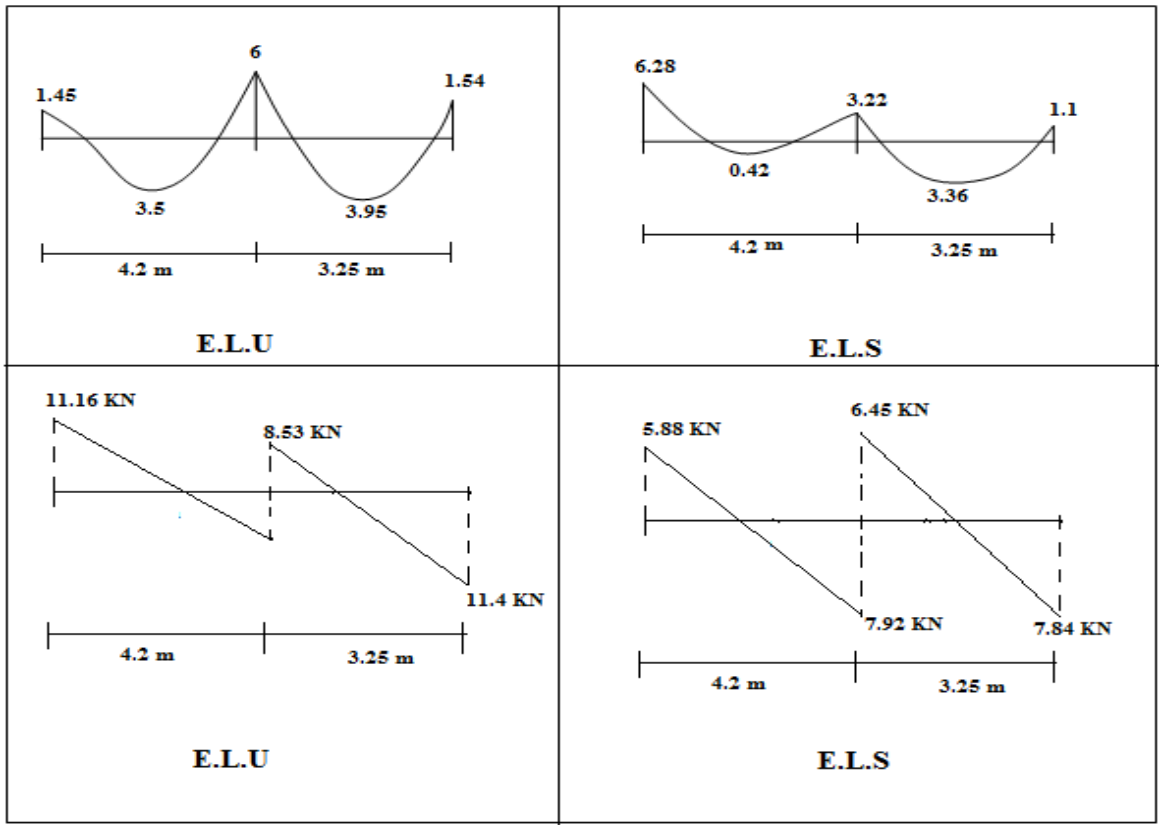


Figure.III.9. Diagrammes des moments et eforts tranchant des poutrelles**.**

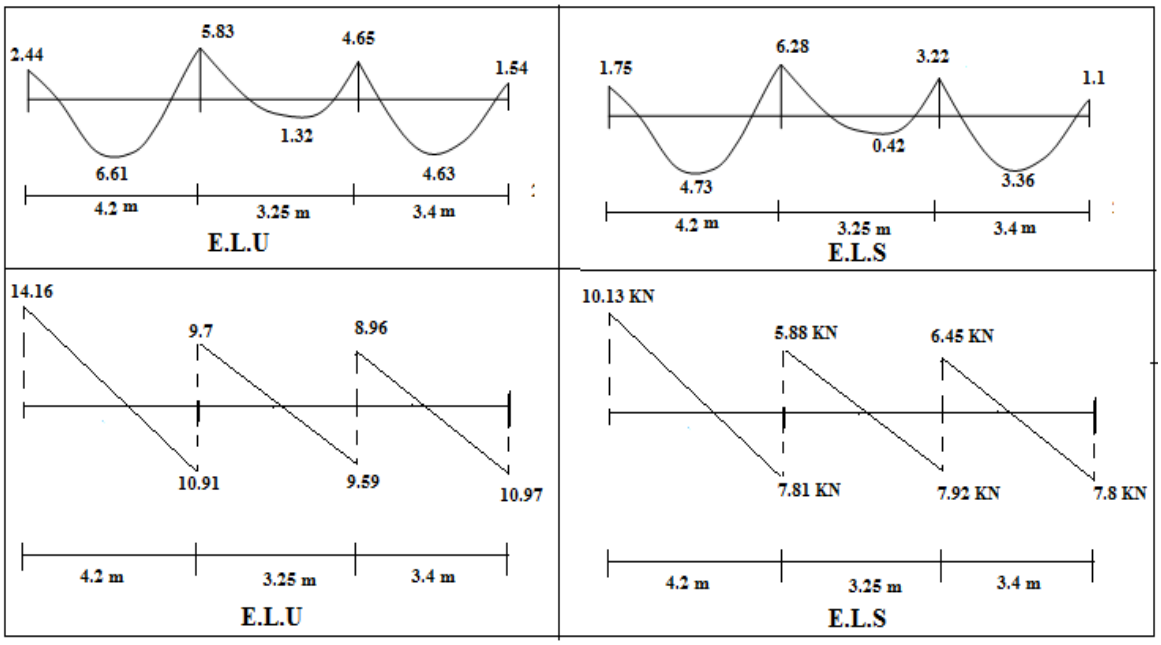


Figure.III.10. Diagrammes des moments et eforts tranchant des poutrelles**.**

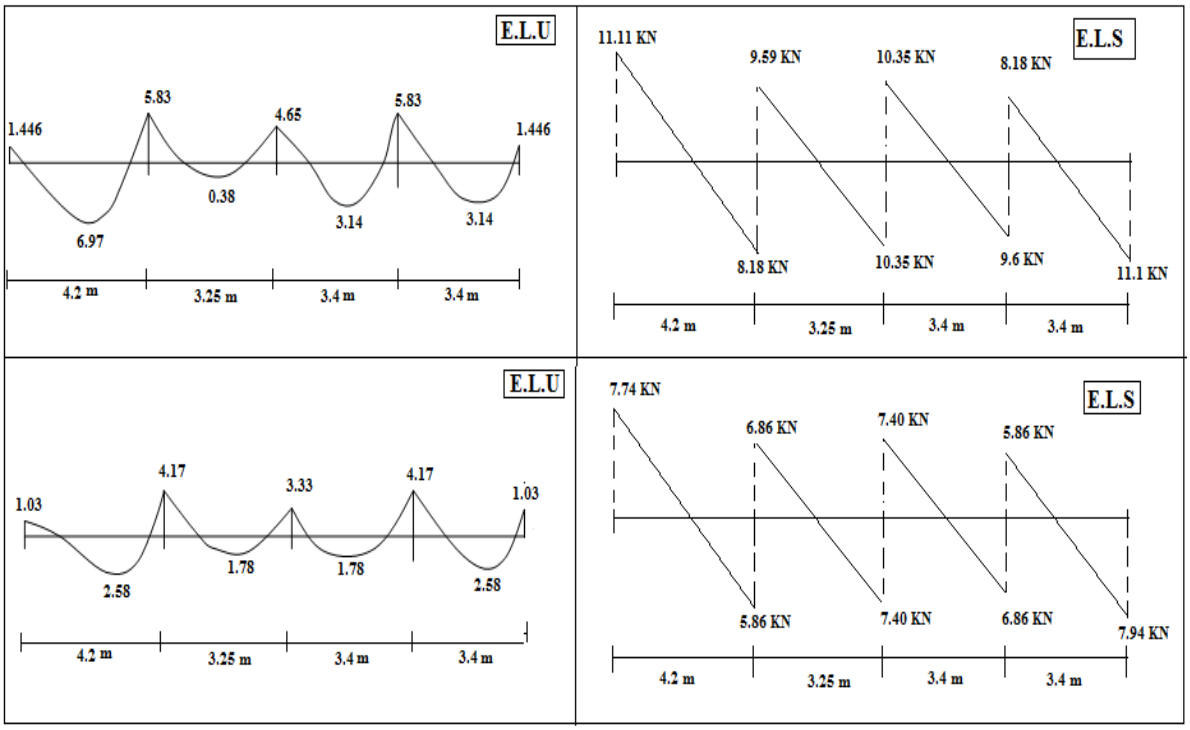


Figure.III.11. Diagrammes des moments et eforts tranchant des poutrelles**.**

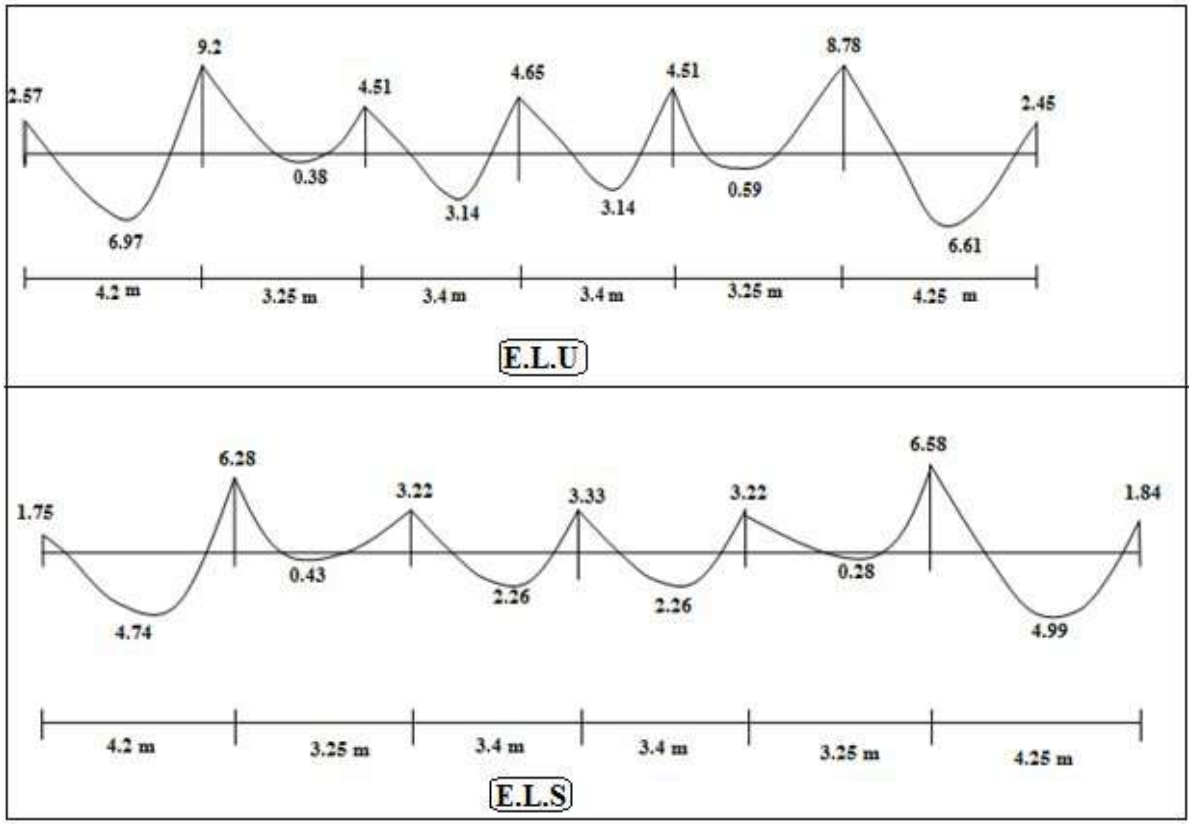


Figure.III.12. Diagrammes des moments des poutrelles.

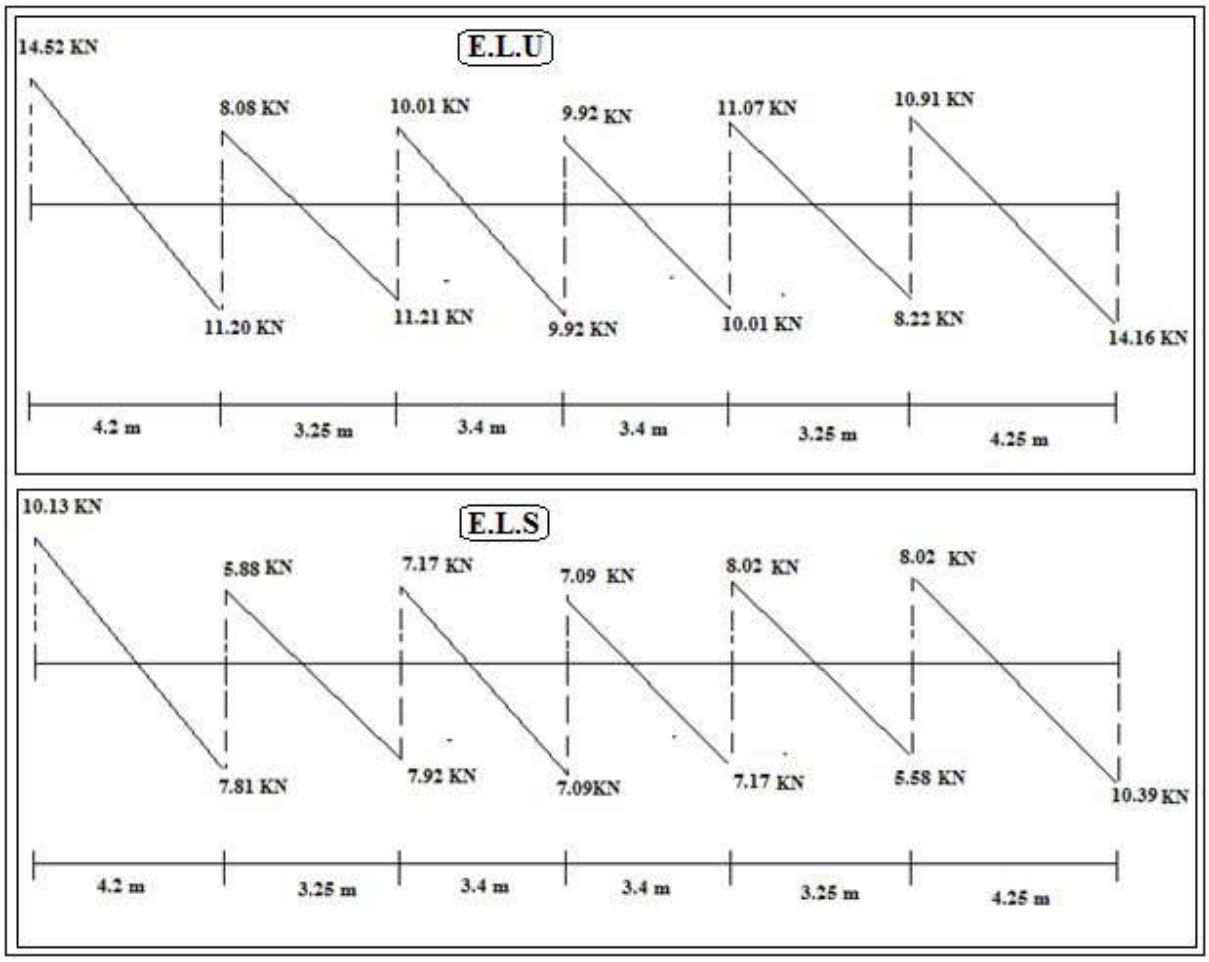


Figure.III.13. Diagrammes des efforts tranchant des poutrelles.

- **III.2.3.Récapitulations :**.

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

Tableau.III.13.Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Solicitations	9.20	6.97	14.52	6.58	4.99
référence	Poutrelle à 6 travées	Poutrelle à 6 travées	Poutrelle à 6 travées	Poutrelle à 6 travées	Poutrelle à 6 travées

III.2.4.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire
- Pour le moment négatif (aux appuis)

la section transversale de calcul sera la section

en T dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

- b = 65 cm
- b0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h0 = 4 cm
- d = 18 cm
- σb= 14,2 MPa
- σs= 348 MPa

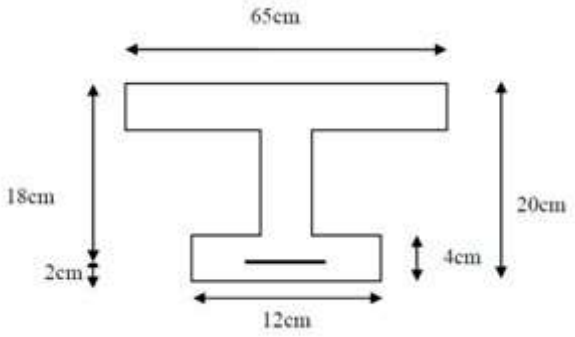


Fig.III.14: Section du béton de calcul

Tableau.III.14. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	Mu(KN.m)	6.97	9.20
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\ _{b\,adm}.(d-h_0/2)=65..4.14,2.(18 - 4/2)= 59.07$ (KN.m)	
		Mu < M_0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	Mu < M_0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ.	0.023	0.166
	μl	0.392	
	$\mu <$	oui	oui
	β	0.988	0.909
	A' (cm²)	0	0
	A (cm²)	1.126	1.615
	Amin (cm²)	1.3	0.24
	Le choix	3HA10 = 2.35	3HA10=2,35

- **Vérification à L'ELS:**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures,

et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton [1] :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à
la fibre la plus comprimé.
La section étant soumise à un moment Mser, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y .$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0,6\ f_{c28} = 15MPa$ ……[2] (art . A.4.5.2)

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ *;* b=65cm(travée) ; b_0=12cm(appuis) ; c=c'=2cm

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y \prec h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y \succ h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui

suivent : $\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$

Tableau.III.15 Vérification à L'ELS:

		En travée	Aux appuis
Vérification a l'ELS	Mser (KN.m)	4.99	6.58
	σ_{adm} (MPa)	15	
	Y_1(cm)	3.93	3.91
	I_G (cm^4)	8293.27	8293.27
	σ_b (MPA)	4.57	4.65
	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	oui	oui

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.
Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	3HA10	3HA10

b. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

- **« BAEL 91 modifié 99 » ……[3] :**

$$\begin{cases} \bullet\ \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet\ S_t \leq \text{Min}(0{,}9d; 40cm) \\ \bullet\ \dfrac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

- **« RPA 99 version 2003 » ……[1] :**

$$\begin{cases} \bullet\ \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ \bullet\ S_t \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \text{.....Zone nodale} \quad \text{Avec : } \varphi_t \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{35}; \varphi_l; \dfrac{b}{10}\right) \\ \bullet\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....Zone courante} \end{cases}$$

$Ø_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$Ø_t \leq \text{Min}(0{,}57cm ; 1cm ; 1{,}2cm) = 0{,}6cm$

On adopte Donc : $Ø_t$=6mm

➢ **Selon le « BAEL 91 modifié 99 » …….[3] :**

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 7{,}35.10^{-3}\,cm \\ \bullet S_t \leq 16{,}2cm \\ \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 2{,}04.10^{-2}\,cm \end{cases}$$

➢ **Selon le « RPA 99 version 2003 »…… [1] :**

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \\ \bullet S_t > 5{,}25cm.....Zone\,nodale \\ \bullet S_t > 10{,}50cm.....Zone\,courante \end{cases}$$

Choix des armatures :

On adopte :A_t=2Ø6=0,57cm^2

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t > 15{,}83cm$$

Donc : $S_t = 16$ cm

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

$$\bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 fe} \quad (K = 1\,pas\,de\,reprise\,de\,bétonnage)$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = \frac{0{,}56\ 10^2}{120\ 160} = 0.00291 \geq \frac{,\quad ,\quad ,}{.\ *} = 0.00013$$

$A_t < A_{t\,min} = \dfrac{0{,}4.b_0 .S_t}{f\,e} =$ $\dfrac{,\ .\ .}{\quad}$ = 19 cm² . . . . . **. [2](art a.5.1.2.2)**

A t = 0,56cm2 ≥ Atmin = 0,19cm^2 …… (C.V)

Tableau.III.16. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles

A transversales	espacement
2φ6	**16cm**

III.2.5.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :T_u^{max}=14.52kN.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left\{0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right\} = 3{,}33\text{MPa}.....\text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0{,}672\text{MPa} \prec \bar{\tau}_u .....\text{Vérifiée}$$

b) Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: Mu = 9.20 KN.m > 0,9.Vu.d= 2,35 KN.m

Aucun prolongement à faire

c) Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$v_u = 0.4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 a$$

a =Min [b – c – 2 ; 0,9d]=Min [65- 2 - 2 ; 0,9×18]=16,2 cm

Vu = 14,52KN ≤ 0.4 — 120.162= 129.6 KN ……. (C.V)

d) vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2v_u}{b_0 * a}. \leq \frac{1.3 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{2 * 14.52 * 10^3}{120 * 16.2} = 14.94 \text{ MPA} < 1.3 * 25/1.5$$

= 21.667 MPA .....(c.v)

$A = 2.35\text{cm}^2 \geq$ ——— = $\frac{\cdot \quad * \quad \cdot \quad *}{}$ = 0.417 cm²…… (c.v)

e) vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps

Tableau.III.17. Vérification préliminaire de la flèche

1ere condition	**2eme condition**	**3eme condition**
h/L ≥ Mt/ (15.M0)	≤ 3,6/fe	h/l≥1/22.5
h/ L = 0,20 / 4 = 0,05 Mt/ (15. M0)= 6.61/(15×12.23)=0,03 6	=At/ (b0×d)=2,35 / (12×18)=0,0108*3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009	20/400=0.05>1/2 2.5 =0.044
C.V	C.N.V	c.v

Puisque une condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[1]**.

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}8cm \qquad (L \prec 5m)$

f_i: La flèche due aux charges instantanées

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- **Évaluation détaillée de la flèche :**

Mser =4.99 kN.m ,ρ = —— = . / (×) =0.0108

ρ=1.08% ⇒ $\beta_1 = 0{,}860$ …… (Tableau)

σ_s= —— / * * *10 =137.17 (MPA)

$$\frac{0.05 * f}{2 + 3 * \frac{b}{b}\ \rho} = \frac{0.05 * 2.1}{2 + 3 * \frac{12}{65}\ \ 0.0108} = 3.80;\ \lambda v = \frac{2}{5}\lambda i = 1.52$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\rho\sigma_s} \Rightarrow \quad \mu = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0108 * 137.17} = =0.379$$

- Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + \left(\frac{(b-b_0)h_0^2}{2}\right) + 15A_s d}{bh_0 + (b-b_0)h_0 + 15A_s} = 7.16\text{cm}$$

- <u>Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :</u>

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2 = 18\ 886.74\ \text{cm}^4$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs : . . . . [2](Annexe D)

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} = 8513.81\,\text{cm}^4 \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 7739.83\,\text{cm}^4$$

Ei=11000 $\sqrt{f}$ = 32164.195 MPa ; Ev = −Ei=10721.398MPa

$$f = \frac{Mser * L^2}{10E_i I_i} = \frac{4.99 * 16 * 10^8}{10(32164.195 * 8513.81)} = 2.91\text{mm}$$

f = * ² / (. * * .) = 9.26 mm

$\Delta f_t = f_v - f_I \Longrightarrow \Delta ft = 6.35$ mm

$\Delta f_t \leq$ limite = ¯= 8 mm

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

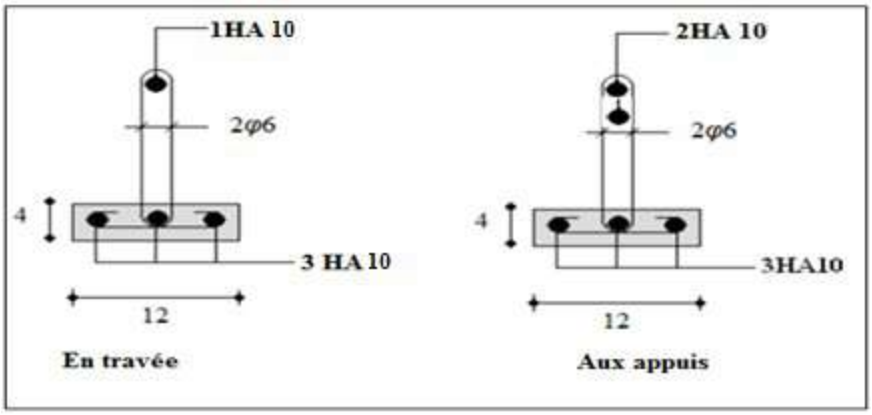


Figure.III.12. Ferraillage des poutrelles.

III.3.LES BALCONS

III.3.1. INTRODUCTION

Le bâtiment étudié comporte deux types de balcon, le premier il est en dalle pleine d'une forme irrégulière et l'autre en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation
- Charge concentrée à son extrémité libre dûe au poids du garde-corps
- Un moment à l'extrémité dûe a l'effort appliqué sur le garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

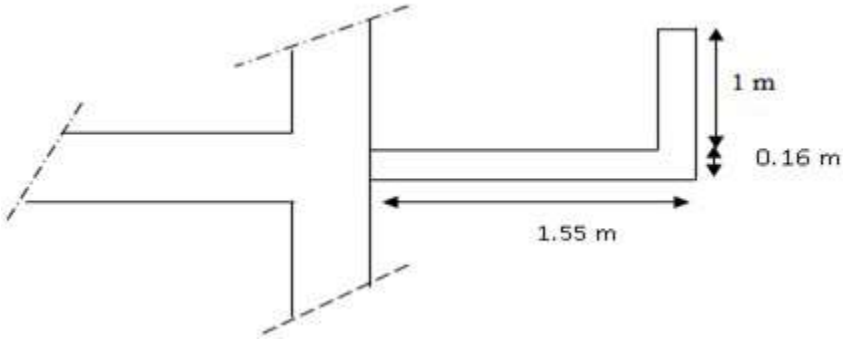


Figure III.3.1: Dimensions du balcon

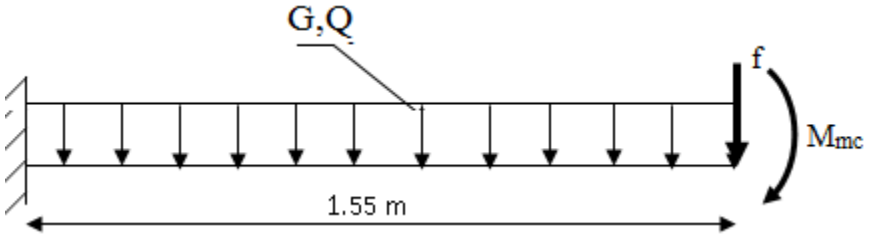


Figure III.3.2.3.: Schéma statique

III.3.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LE BALCON :

III.3.2.1Charges permanentes et surcharges d'exploitation:

G = 6.96 KN/m , Q = 3.5 KN/m

III.3.2.2- Charge concentrée

- Enduit de ciment ..... .0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ép = 10 cm) ..... 0,90 kN/m²
- Enduit de ciment ..... 0,36 kN/m²

F = 1,62 kN/m²

Pour une bande de 1m, F = 1,62 kN/m.

❖ Moment dû à la main courante

$M_{mc}= Q' \times L = 1\times 1= 1kN$

III.3.2.3- Combinaison des charges

Tableau III3.1.: Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	ELU	**ELS**
q (KN/m)	14.64	10.46
F (KN)	2.19	1.62
M (KN.m)	1.5	1

III.3.2.4-Calcul des efforts internes

❖ *PAR RDM*

$M(x) = -[Fx + q x^2/2 + M_{mc}]$

$T(x) = F + q x$

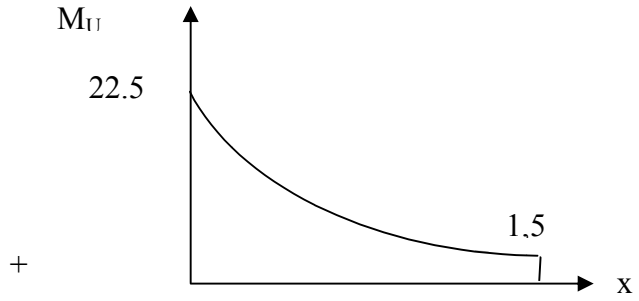


Figure III.3.3: Diagramme du moment fléchissant à ELU

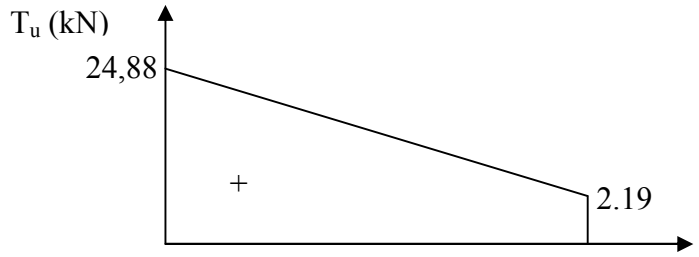


Figure III.3.4: Digramme de l'effort tranchant à ELU

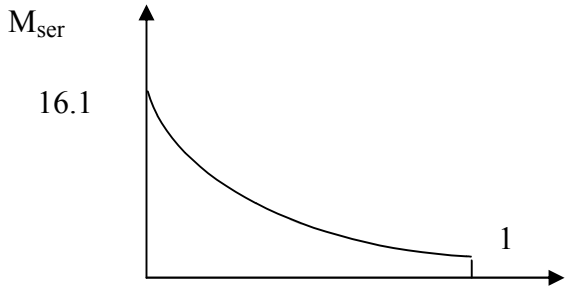


Figure III.3.5: Diagramme du moment fléchissant à ELS

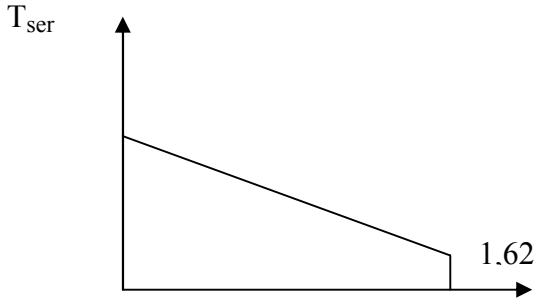


Figure III.3.6: Diagramme de l'effort tranchant à ELS

III.3.3. CALCUL DE FERRAILLAGE

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 16) cm²

Données : f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; f_{bc}= 14,2 MPa ; d = 14,4 cm ; f_e= 400 MPa.

Tableau III.3.2 : Ferraillage du Balcon**.**

Mu (kN.m)	**μ**	**$\mu<\mu_R$**	**As' (cm²)**	**As (cm²)**	**le choix**	**As (cm²)**	**esp (cm)**
22.5	0.057	Oui	0	3.88	5T10	3,93	20

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{…….. Espacement vérifié}$$

❖ **ARMATURES DE REPARTITION**

$As/4 \leq A_r < A_S \Rightarrow \quad 0,98 \leq A_r < 3.88$

On adopte 4T8 = 2,01 cm² avec espacement de 25 cm.

III.3.4. VÉRIFICATIONS

A. Condition de non fragilité

As min = B/1000 =16*100/1000

As min = 1,60cm²

Alors : As choisit > As min …… Condition vérifiée.

B. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{max} < \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u^{max} = \frac{Tu^{max}}{bd} = \frac{24.88 \times 10^3}{1000 \times 14} = 1.77 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Alors : $\tau_u^{max} < \overline{\tau}_u$ …….. Condition vérifiée.

C. Vérification vis-à-vis de l'ELS

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y \leq \overline{\sigma}_b$$

Avec : $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{C28} = 15 \text{MPa.}$

Avec : $\eta = 1,6 \text{ (H. A)} = 15$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2.y^2+n A_S'(y- c') – n A_S (d- y) = 0$

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n As' (y – c')^2 + n As (d – y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.3.3. Vérification des contraintes

M_{ser} (kNm)	As (cm²)	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$
16.1	3,93	3.51	7928.31	7.12	Oui

❖ **Vérification de la flèche :**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{155} = 0,103 > 0,0625$.....vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \prec \frac{4.2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3.93}{100x14} = 0,00280 < 0,0105$.....vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,56 > 0,1$.....vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

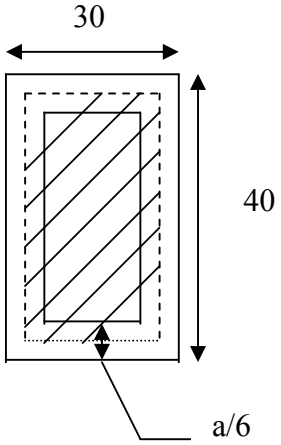
❖ **Vérification de la torsion**

La poutre à une section pleine, d'après CBA93 la section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale à : $b_0 = a/6$

La contrainte tangente de torsion τ_{uT} doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant τ_{uV} pour une section pleine on doit vérifier que :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2 \leq \tau_{ei}^2 \quad \text{. . . . . .} \textbf{ [2] (Art .A .5.4.3)}$$

- $\tau_{uT} = \dfrac{Tu}{2\Omega b_0}$ (contrainte tangente de torsion) . . . . . **[2](Art A5.4. 2.1)**
- $\tau_{uV} = \dfrac{Vu}{bh}$ (contrainte de cisaillement)
- $\tau_{lim} = 5$ MPa (contrainte limite)



Tel que

T_u : moment de torsion

V_u : effort tranchant

Ω : aire du contour à mi - épaisseur des parois

b_0 : épaisseur de la paroi = a/6

h : hauteur de la poutre

b : larguer de la poutre

$\Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875$ cm²

$T_u = Mmc + F_U(1{,}55) + M_u(1{,}55^2/2) = 22.5$ kN.m

- $\tau_{UV} = \dfrac{24.88 \times 10^3}{300 \times 400} \Rightarrow \tau_{uV} = 0{,}207$ MPa
- $\tau_{UT} = \dfrac{22.5 \times 10^6}{2(8.75)(50)(10^6)} \Rightarrow \tau_{ut} = 2.57$ MPa
- $\tau_{uV}^2 + \tau_{ut}^2 = (0.207^2) + (2.57^2) = 6.64$ MPa < 25 MPa ……. vérifier.

III-4-LES DALLES PLEINES

III-4-1- Introduction:

Les dalles pleines sont des pierres minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on a une dalle pleine: forme irrégulière (trapézoïde),

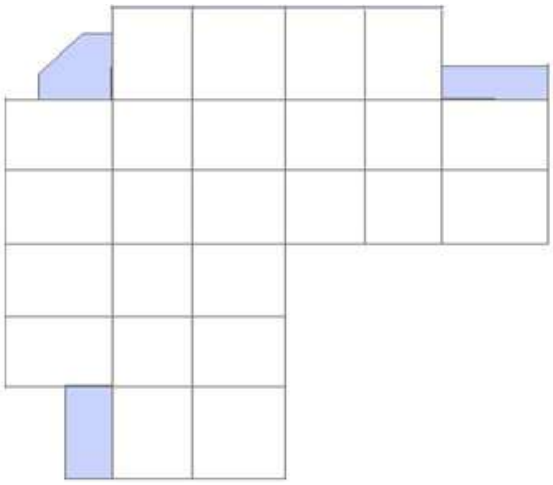


Fig III.4.8 : differentes formes des dalles pleines

III.4.2. Méthode de calcul:

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

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite 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.4.3 Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum$ des travaux $= 0$

Text = P. f (cas d'une charge concentrée).

Text= $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ **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 .θ.

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.4.4. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.4.1.: Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	6.96	3.5	14.65
ELS			10.46

III.4.5. Calcul de la première dalle:

Nous considérons le type de rupture possible :

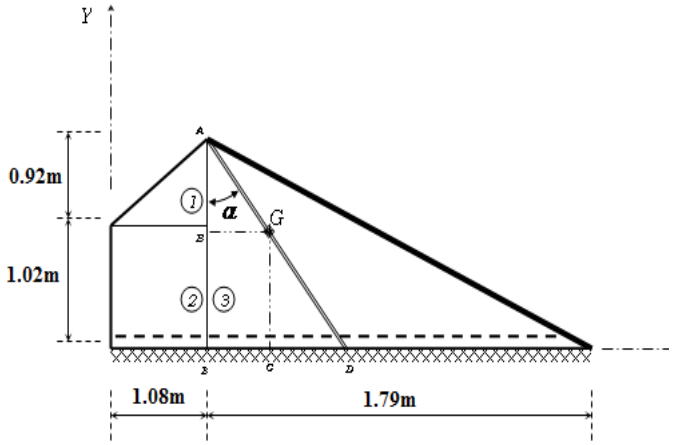


Fig III.4.10 dimensions de plaque (1)

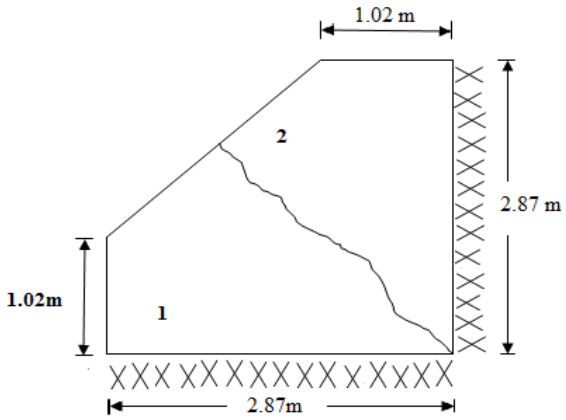


Fig. III.4.9. Le type de ruptures de 1ère dalle

$$X_G = \frac{0{,}72\,(0{,}5) + 0{,}54\,(1{,}1) + 1{,}67\,(1{,}73)}{0.5 + 1.1 + 1.73} = 1{,}15 \;\; m$$

$$Y_G = \frac{0{,}5\,(1{,}32) + 1{,}1\,(0{,}51) + 0{,}64\,(1.73)}{0.5 + 1.1 + 1.73} = 0.7 \;\; m$$

Calcul :

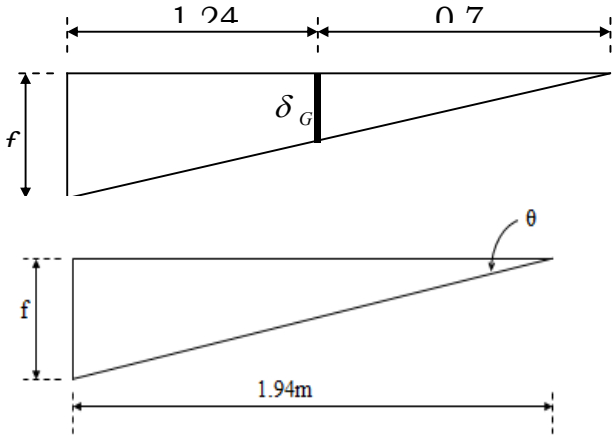
$AG = (AB^2 + BG^2)^{1/2} = (1.24^2 + 0.07^2)^{1/2} = 1.24$ m

AD = ? :

$t_g\,\alpha = \frac{\cdot}{\cdot} \Longrightarrow \alpha = 3.23^0$

$\frac{[\quad]}{[\quad]} = \cos(3.23) \Longrightarrow [\quad] = 1.94$

$\frac{\cdot}{\cdot} = \frac{\cdot}{\cdot} \Longrightarrow \quad = 0.36$



2- calcul θ :

$$\theta = \frac{f}{1.94} = 0.5f$$

$S = 3.33\ m^3$

$L_{proj} = 1.79$ m

- calcul des moments :

$T_{ext} = T_{int}$

$P \sum (s_i * \delta Gi) = (M+M')*\sum \theta * L_{proj}$

Avec:

$M=0.5M' \Longrightarrow M+M'=3/4\ M$

$P = 14.65$ KN*m

$14.65*2[0.36*3.33] = 3/2m*(2*0.5*1.79)$

$\Longrightarrow M = 13.08$ KN*m

$$M = 13.08\ KN * m$$

$$\Longrightarrow$$

$$M = 6.5\ KN * m$$

III.4.6 Calcul du ferraillage:

Dans cette bloque le choix de la valeur du ferraillage est la même pour les deux directions (on prendre la grande valeur du moment (panneau rectangulaire). b=100(cm) ; h=16(cm) ; d=14(cm). e=1.5 cm ; $M_t = 13.08(KN.M)$; $M_a = 6.5\ (KN.M)$

Tableau III.4.2. ferraiage de dalle pleine

	M_u (kn.m)		β	A_{min}(cm²)	$A_{calculée}$ (cm²)	A_{adm} (cm²)	Espacement (cm²)
travée	13.08	0.047	0.976	1.5	2.75	4T10=3.14	25
Appuis	6.5	0.023	0.989	1.5	1.34	4T8=2.01	25

On vérifie que: A ≥ B/1000 =1.6 cm²

En travées : A=3,14(cm²) > 02,00(cm2)…… **(c.v)**

Aux appuis : A=2,01(cm²) > 02,00(cm2)…… **(c.v)**

✓ **Vérification de l'espacement:**

En travées :

S_t = 25 cm < Min [3h=45 cm , 33cm] = 33 cm

aux appuis :

S_t = 25 cm < Min [3h=45 cm , 33cm] = 33 cm

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16\text{MPa}$$

$$T_U = \frac{p_u \times L_X}{2} = \frac{14.65 \times 1.79}{2} = 13.11\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{12.08 \times 10^3}{1000 \times 14} = 0.93\text{MPa} < 1{,}16\,\text{MPa}\text{.....vérifié}$$

-Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de tortion de la poutre secondaire :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16\text{MPa}$$

$$T_U = \frac{p_u \times L_X}{2} = \frac{14.65 \times 2.87}{2} = 21.02\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{21.02 \times 10^3}{1000 \times 32} = 0.65\text{MPa} < 1{,}16\,\text{MPa}\text{.....vérifié}$$

III.4.7 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considéré comme peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15\text{ MPa} \qquad \text{avec : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}\ Y$$

L'axe neutre : $\frac{b.y^2}{3} + 15A_s(y-d) = 0 \quad \Rightarrow y = 2{,}85\ \text{cm}$

Moment d'inertie : $I = \frac{b.y^3}{3} + 15.A_s(y-d)^2 \quad \Rightarrow I = 5494{,}09\ \text{cm}^4$

$\sigma_b = 2{,}91 \leq \bar{\sigma}_b = 15\ \text{MPa} \quad \Rightarrow$ vérifié

Tableau III.4.3Vérification à l'E.L.S

	Mser (KN.m)	As (cm^2)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Vérification
Travée	9.34	3.14	3.79	6724.56	5.26	15	oui
Appuis	4.67	2.01	3.13	4584.57	3.18	15	oui

III.4.8 Vérification de la flèche : ……[BAEL91 B.6.5.1]

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

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x}$ $\Rightarrow 0{,}05 > \frac{1}{20}\frac{13.08}{15.08} = 0{,}04$ $\Rightarrow$ vérifié

$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$ $\Longrightarrow 0.002 < 0.05$ $\Longrightarrow$ vérifié

$-M_t \geq 0{,}7\, M_0$ $\Rightarrow$ vérifié

Les trois inégalités précédentes sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

III.5 - LES ESCALIERS

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, l'escalier se compose de volées, comportant des marches, des paliers de départ, des paliers d'arrivée, et des paliers intermédiaires.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers

- Escalier droit a trois travées.

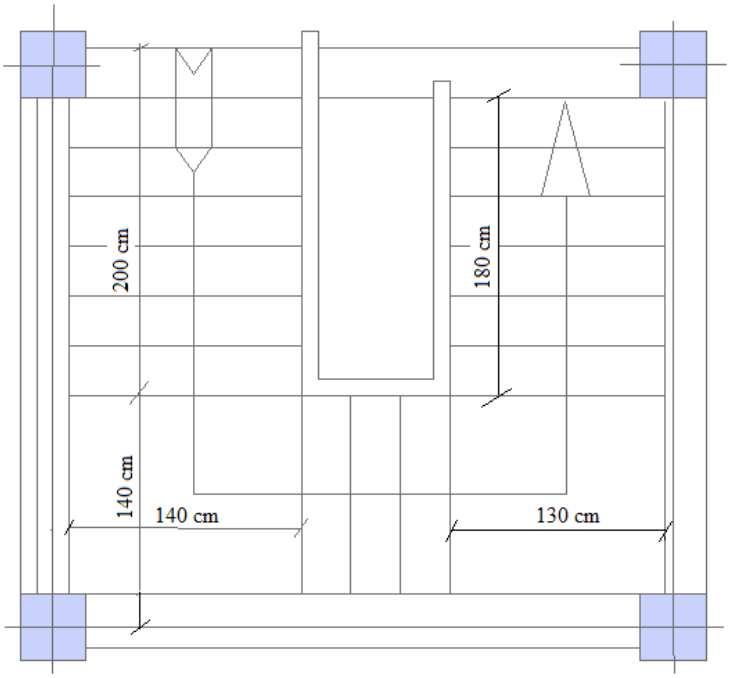


Figure III.5.1 : vue en plan d'escalier

III.5.1 - Calcul de la 1ere et 3eme volée :

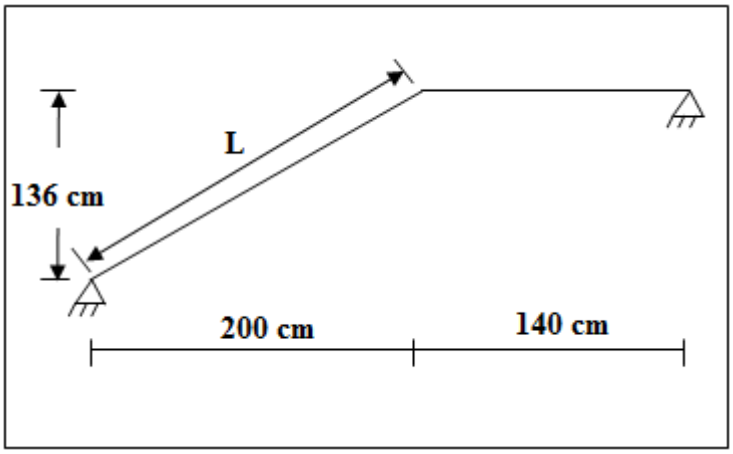


Figure III.5.2 : Schéma statique de l'escalier

A- Dimensionnement :

Le nombre des marches n-1=7

Le nombre des contre marches n=8

$$h = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de comtremarche}} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17cm$$

$$g = \frac{210}{7} = 30cm$$

Vérification de la formule de **BLONDEL**

Pour que l'escalier soit confortable, nous imposons de respecter les conditions ci-après :

$$\begin{cases} 0{,}6 \le g + 2h \le 0{,}64 \text{ (Formule de BLONDEL)} \quad \cdots\cdots\cdots [4] \\ 16 \le h \le 18 \\ 22 \le g \le 33 \end{cases}$$

$0.6 \le g+2h=64$ cm.≤ 64 (c .v)

$16 \le h=17$ cm.≤ 18 (c .v)

$22 \le g=30$ cm.≤ 33 (c .v)

On adopté : le nombre de contremarches égal 8 pour la paillasse ; et le nombre de marche égale a 7

$$\text{tg}\alpha_{1,3} = \frac{136}{210} = 0.647 \Rightarrow \alpha = 32.90°$$

✓ **Epaisseur de la paillasse :**

Longueur de la paillasse "L_0" vaut : $L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{210}{\cos 32.90} = 250{,}12\,\text{cm}$

D'où, la longueur totale (L_t) vaut : L_t=200+140=340 cm

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotées ; l'épaisseur (ep) doit être dans l'intervalle :

$$\frac{Lt}{35} \le ep \le \frac{Lt}{30} \Rightarrow 9.71 \le ep \le 11.33$$

On adopte une épaisseur : **ep = 15 cm**

B- Evaluation des charges et surcharges :

✓ **Palier :**

1. **Charge permanent :**

- Carrelage (e=2cm)…….....(0,02) .(22) = 0.44 kN/m^2
- Mortier de Pose (e =2cm)……..(0,02). (20) = 0,40 kN/m^2
- lit de sable (e=3cm)……(0,03) .(18) = 0,54 kN/m^2
- Dalle pleine (15 cm) …… = 3.75 kN /m^2
- enduit de ciment (2 cm) ……(0,02) .(18) = 0,20 kN/m^2

$\Longrightarrow$ G1= 5.49 kN /m

✓ **Paillasse :**

1. **Charge permanent :**

- Poids propre de la paillasse…… $\frac{0{,}15*25}{\cos\alpha}$ = 4,45 kN/m^2
- Poids propre de la marche ……(0,17).(25)/2 = 2,12 kN/m^2
- Mortier de pose …….....(0,02).(20) = 0,40 kN/m^2
- Carrelage …….....(0,02).(22) = 0,44 kN/m^2
- Couche de sable ……(0,02).(18) = 0,36 kN/m^2
- Enduit de ciment ……..(0,015).(18) = 0,27 kN/m^2
- Garde corps métallique …….0,60 kN/m^2

$\Longrightarrow$ G2 =8,64 kN/m^2

2. **Charge d'exploitation :**

Q_1= 2.5 kN/m^2 . . . . **[3]**

C- Détermination des efforts :

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III.5.1: Combinaison des charges de l'escalier (volées 1et 3)

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.64	2.5	15.414	11.14

a- A l'E.L.U :

1) Réactions d'appuis :

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A(2.00+1.4) - 15.41\times 2.\left(1.4+\frac{2}{2}\right) - 11.16\times\left(\frac{1.4}{2}+1.4\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 24.05\,\text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(1.4+2) - 11.16\times 1.4\times\left(2.00+\frac{1.4}{2}\right) - 15.41\times 2\left(\frac{2}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 26.07\text{KN}$$

2) Effort tranchant :

Pour $0 \le x \le 2.00$ m : $T(x) = 24.05 - 15.41(X)$ $T(0) = 24.05$ kN

Pour $2.00\text{ m} \le x \le 3.4$ m : $T(x) = 24.05 - 15.41(2.00) - 11.16(X - 2.00)$

3) Moment fléchissant :

Pour $0 \le X \le 2.00$ m: $M(x) = 24.05\,X - 15.41\dfrac{X^2}{2}$

Pour $2.00\text{ m} \le X \le 3.4$ m: $M(x) = 24.05X - 15.41(2)\left(X - \dfrac{2}{2}\right) - 11.16\left(\dfrac{x - 2.00}{2}\right)^2$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: $0\text{ m} \le X \le 2$ m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 24.05 - 15.41X = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.56\,\text{m}$$

D'où: $M_{max} = M(x = 1.56) = 18.75$ kN.m

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

$M_t = 0.85M_o = 0.85*18.75 = 15.94$ kN.m

$M_a = M_b = -0.5\ Mo = -0.5*18.75 = -9.37$kN.m

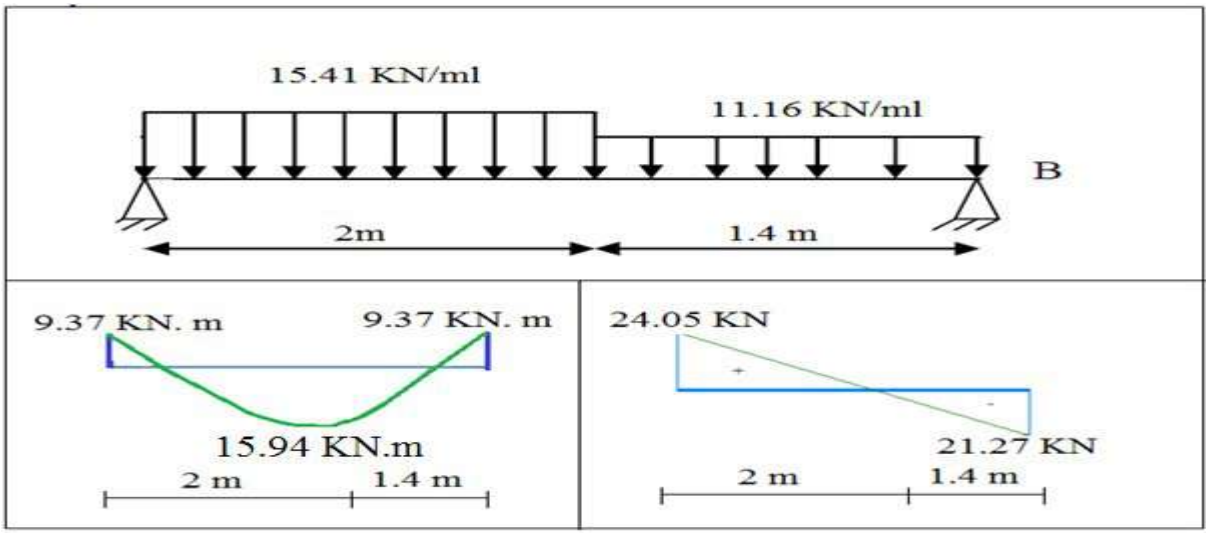


Figure. III.5.3. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

b- A l'E.L.S:

1) Réactions d'appuis :

$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 19.02$ KN

$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 15.44$ KN

2) Effort tranchant :

Pour $0 \le x \le 2.00$ m: $T(x) = 19.02 - 11.14x$

Pour $2.00\text{ m} \le x \le 3.4$m: $T(x) = 19.02 - 11.14(2) - 7.99(x-2)$

3) Moment fléchissant :

Pour $0 \le x \le 2.00$ m: $M(x) = 19.02x - 11.14\dfrac{x^2}{2}$

Pour $2.00 \le x \le 3.4$m: $M(x) = 19.02x - 11.14(2)\left(x - \dfrac{2}{2}\right) - 7.99\left(\dfrac{x-2}{2}\right)^2$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: $0\text{ m} \le x \le 2$ m.

$\dfrac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = 19.02 - 11.14x = 0 \Rightarrow x = 1.7$ m

D'où: $M_{max} = M(x = 1.7m) = 16.37$ kN.m

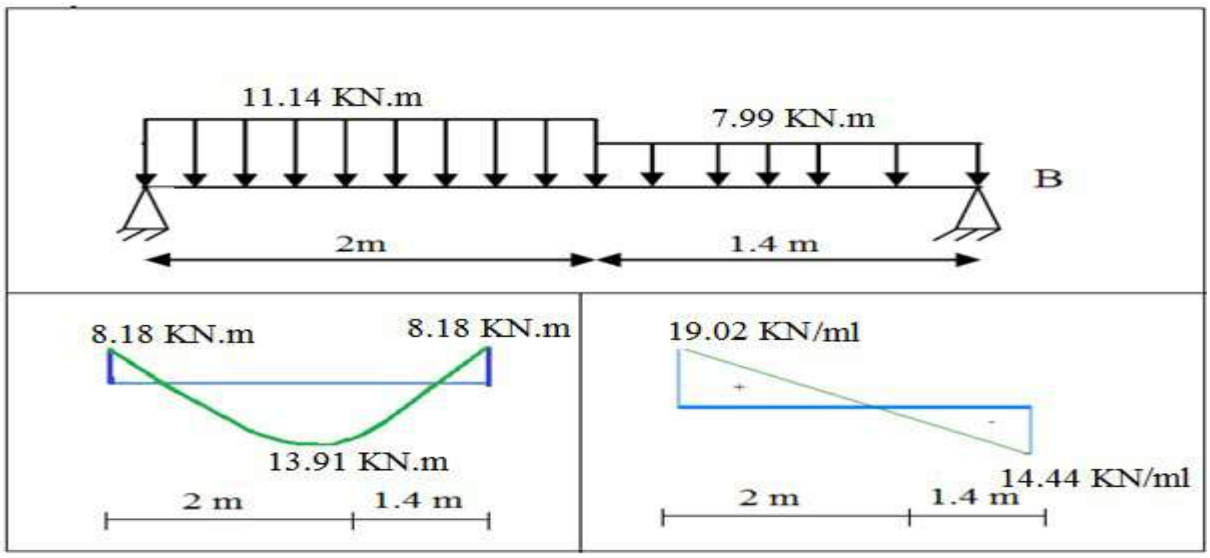


Figure. III.5.4. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

c. Récapitulation :

M_t= 0,85 Mmax ; Ma =0,5 Mmax

Tableau III.5.2. les efforts a l'E.L.U et a l'E.L.S

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	15.94	9.37	24.05
E.L.S	13.91	8.18	19.02

D- Ferraillage des escaliers :

a) Les armatures principales :

Tableau III.5.3 : Calcul des sections d'acier de l'escalier (volées 1 et 3)

	M_u (kN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{min} (cm²)**	**A_{adopte} (cm²)**
En travée	15.94	0.066	0.966	3.64	0	1.5	4 T 12
							4.52
En appuis	9.37	0.039	0.980	2.14	0	1.5	4T10
							3.14

b) Les armatures de répartition :…… [2]

En travées: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$ on adopte: 4 Φ 8 = 3.01 cm² / esp = 25cm

Aux appuis: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\ cm^2$ on adopte: 4 Φ 8 = 1.5 cm² / esp = 25 cm

Condition de non fragilité : [2]

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

En travées: $A = 3.64\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (c.v.)

Aux appuis: $A = 2.14 cm^2 \geq A_{min} = 1.5\ cm^2$ (c.v.)

Vérification de l'espacement :…… [2]

Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = 25\ cm < Min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ …….(c.v.)

Aux appuis: $S_t = 25cm < Min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ ……. (c.v.)

Pour les armatures de répartitions:

En travées: $S_t = 25cm < Min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$ …… (c.v.)

Aux appuis: $S_t = 25cm < 45\ cm$ ……. … (c.v.)

Vérification de l'effort tranchant :…… [2]

$$\tau_u = \frac{T_U}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{24.05 \times 10^3}{1000 \times 13} = 0.185\ MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.185\ MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\ MPa$ …….. (c.v.)

E) Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la contrainte de béton "σ_b".

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$ …… **[2] (Art 4.5.2)**

En travées :

$A = 4.52\ cm^2$

$M_{ser} = 0.85 \times (16.37) = 13.91\ kN.m$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y " on a:

$$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.5.4 Vérification à l'E.L.S

	M_{ser}*(KN.m)*	A_s *(cm²)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	13.91	4.52	3.57	7545.75	6.58	Vérifiée
Appui	8.18	3.14	2.69	4395.77	5	Vérifiée

F) Vérification de la flèche :

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

1- $\frac{h}{L_X} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{340} = 0.044 \geq \frac{13.54}{20 \times 15.94} = 0.042$ (c.v.)

2- $\frac{h}{L_X} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.044 \geq 0.0625$ (c.n.v.)

3- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v.)

On doit passer au calcule de la flèche.

G) Calcul de la flèche des escaliers : [2]

pour les flèches aux charges instantanées:

$F_i = \frac{M_t.L^2}{10 E_i I_{fi}}$ Avec $E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{1/3}$ ……**[2]**

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

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i$ (Déformation de longue durée).

$\mu = Max\left[1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{c28}}\ ; 0\right]$

pour les flèches aux charges de longues durées:

$F_V = \frac{M_t.L^2}{10 E_V.I_{fv}}$ Avec $E_V = \frac{E_i}{3}$ et $I_{fV} = 1.1\frac{I_0}{1+0.4\lambda_i.\mu}$

$I_0 = bh^3/12 + 15A(h/2-c)^2 \Rightarrow I_0 = 39405.23 cm^4$

L: longueur de travée.

I_0: le moment statique de la section totale homogène.

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

σ_S: la contrainte de traction effective de l'armature : $\sigma_S = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A}$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i=11000 \sqrt{f}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v=E_i/3$

ρ : le pourcentage d'armature égal à : $\frac{A}{b_0.d}$

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

- pour les consoles, les flèches aux extrémités seront:

$$F_{i\,ouv} = \frac{M_t.L^2}{4E_{i\,ou\,v}.I_{fi\,ou\,fv}}$$

- pour les éléments supports sur deux appuis:

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

- pour les éléments supports en console:

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

$L = 3.4\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{3400}{500} = 6.8\,mm$

Tableau III.5.5: Vérification de la flèche de l'escalier (volées 1et 3)

A (cm²)	**M (kN.m)**	**ρ**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I_0 (cm^4)**
4.52	16.37	0.003	208.44	0.56	3.57	39405.23
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**$\Delta F < F_{adm}$**
8810.11	16879.19	6.68	3.49	3.19	6.8	c.v

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifie

III.5.2 - Calcul de la 2ème volée :

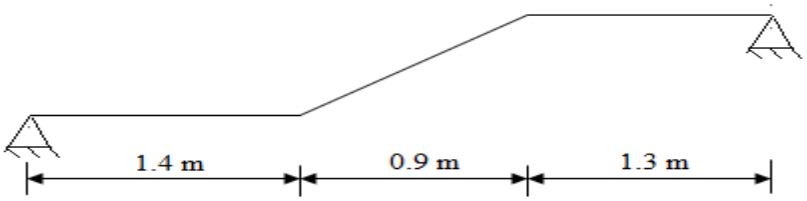


Fig III.5.5 : Schéma statique de l'escalier (volée 2)

A) Dimensionnement :

Le nombre des marches n-1=3

Le nombre des contre marches n=4

$$h = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de comtremarche}} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17cm$$

$$g = \frac{90}{3} = 30\,cm$$

Vérification de la formule de BLONDEL

Pour que l'escalier soit confortable, nous imposons de respecter les conditions ci-après :

$$\begin{cases} 0{,}6 \le g + 2h \le 0{,}64 \text{ (La formule de BLONDEL)} \\ 16 \le h \le 18 \\ 22 \le g \le 33 \end{cases}$$

0.6 ≤g+2h=64 cm.≤ 0.64 (c .v.)

16 ≤h=17 cm.≤18 (c .v.)

22 ≤g=30 cm.≤33 (c .v.)

$$tg\,\alpha_{1,3} = \frac{68}{90} = 0.75 \Rightarrow \alpha = 37.07°$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{90}{\cos 37.07} = 112.8\text{cm}$$

- ✓ **Epaisseur de la paillasse :**

Longueur de la paillasse "L_0":

Lt=140+90+130=360cm

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotées ; on a

$$\frac{Lt}{35} \le ep \le \frac{Lt}{30} \Rightarrow 10.28 \le ep \le 12$$

On adopte : **ep = 15 cm.**

B) Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.5.6. Combinaison des charges à ELU et ELS

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.64	2.5	15.414	11.14

a- A l'E.L.U:

$$\sum M/B = 0 \quad \Rightarrow R_A = 20.07KN$$

$$M\mu_{max} = M(x = 1.55) = 12.26\ kN.m$$

M_t=0.85M_o = 0.85*12.26 = 10.42 kN.m

M_a= M_b = 0.5 Mo= 0.5*12.26 = 6.13 kN.m

b – A l'E.L.S :

$$\sum M/_B = 0 \quad \Rightarrow R_A = 14.33KN$$

$$Ms_{max} = M(x = 1.68) = 7.76\ kN.m$$

M_t=0.85M_o = 0.85*7.76 = 6.6 kN.m

M_a= M_b = 0.5 Mo= 0.5*7.76 = 3.83 kN.m

D- Ferraillage des escaliers :

a) Les armatures principales :

Tableau III.5.7 : Calcul des sections d'acier de l'escalier (volées 2)

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopte} (cm²)
En travée	10.42	0.043	0.978	2.35	0	1.5	4 T 12 = 4.52
En appuis	6.13	0.025	0.987	1.38	0	1.5	4T 10 = 3.14

b) Les armatures de répartition :

En travées: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$ on adopte: 4 Φ 8 = 2.01 cm² / esp = 25cm

Aux appuis: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\ cm^2$ on adopte: 4 Φ 8 = 2.01 cm² / esp = 25 cm

Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 2.35\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ (c.v.)

Aux appuis: $A = 1.38\,cm^2 \geq A_{min} = 1.5\ cm^2$ (c.v.)

Vérification de l'espacement :

Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = 25\,cm < Min[3h = 45\,cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ (c.v.)

Aux appuis: $S_t = 25\,cm < Min[3h = 45\,cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ (c.v.)

Pour les armatures de répartitions:

En travées: $S_t = 25cm < Min[4h = 60\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ (c.v.)

Aux appuis: $S_t = 25\,cm < 45\,cm$ (c.v.)

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{23.93 \times 10^3}{1000 \times 13} = 0.184\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0.184\,MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ (c.v.)

E) Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la contrainte de béton "σ_b".

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$ . . . . . [2]

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.5.8 Vérification à l'E.L.S

	M_{ser}(KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	6.6	3.39	5.15	7686.53	4.42	Vérifiée
Appui	3.88	1.5	2.20	2279.33	3.74	Vérifiée

Vérification de la flèche :

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

1- $\frac{h}{L_X} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{340} = 0.044 \geq \frac{10.42}{20 \times 12.26} = 0.042$ (c.v.)

2- $\frac{h}{L_X} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.041 \geq 0.0625$ (c.n.v.)

3- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{100\times13} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v.)

On doit passer au calcule de la flèche.

Tableau III.5.9: Vérification de la flèche de l'escalier (volées 2)

A (cm²)	**M (kN.m)**	**ρ**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I_0 (cm^4)**
3.39	7.76	0.002	178.94	0.032	5.15	7686.53
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF < F_{adm}**
6300.25	12931.31	9.34	4.35	4.79	7.2	c.v

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifie

III.5. Calcul de la poutre brisé:

La poutre brisé a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.
La longueur de la poutre: L = 3.6 m

III.5.1. Pré dimensionnement: . . . . . [2]

La longueur de la poutre: L =3.6 m
L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0,6h ≤ b ≤ h
L = 3.6 m => 24 ≤ h ≤ 36 => h = 35 cm
L = 2,70m => 21≤ b ≤ 35 => b =30 cm
Soit: (b x h) = (30 x 35) cm^2

❖ **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- h = 35cm ≥ 30 cm. (c.v)
- h / b = 1,167 < 4 (c.v)

III.5.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre brisé) :
R_{ult} = 21.27 +20.07 = 41.34 KN ; R_{ser} = 14.44 + 14.33 = 28.77 KN
Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,35 x 25 = 2.62 KN/ml.
Donc: Pu = 1,35x 2.62 + 41.34 = 44.87 KN
Pser = 2.62 + 28.77 = 31.39 KN/ml.

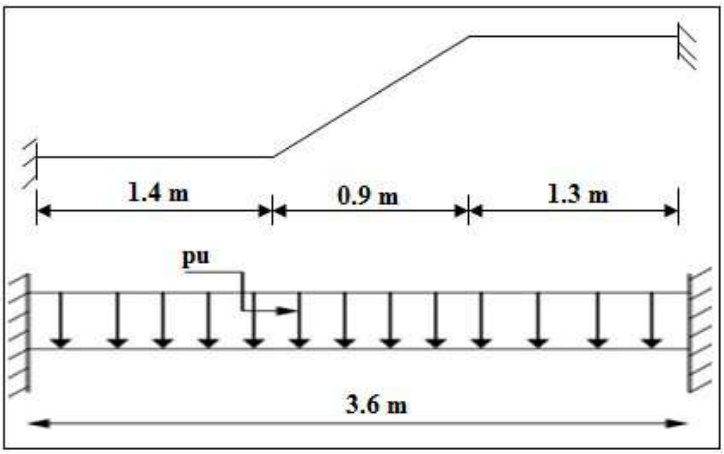


Fig. III.5.6 schéma statique de la poutre brisée

✓ **Calcul des efforts :**

➢ **A l'E.L.U:**

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2} = \frac{44.87 * 3.6}{2} = 80.67\ KN$$

Donc : $T^{max} = 80.67\ KN$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} = \frac{44.87 * 3.6^2}{12} = 87.22\ KN$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24} = 43.61(KN.m)$$

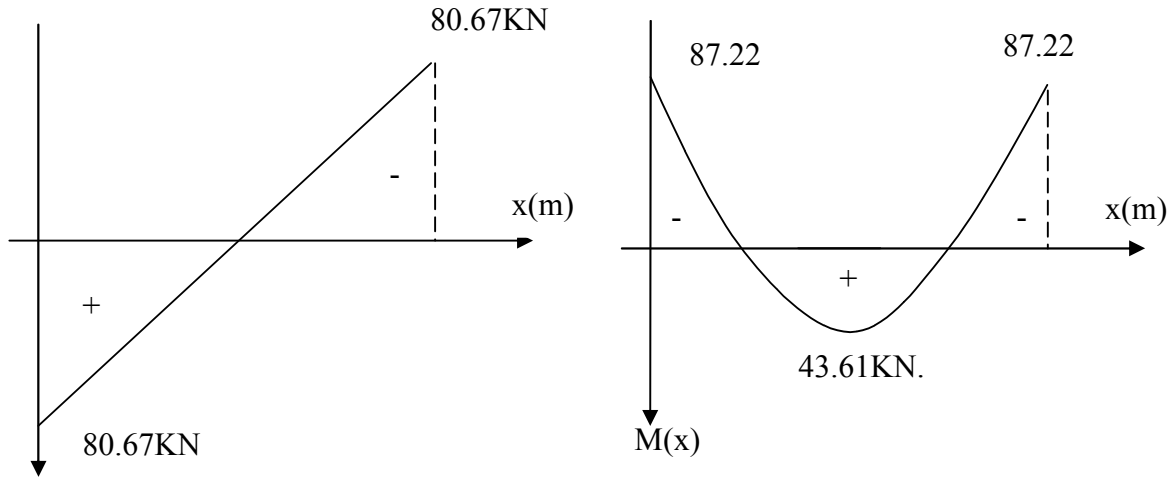


Fig. III.5.7 Diagramme des sollicitations de poutre brisée à l'E.L.U

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

$R_A = R_B = 56.50\,KN$ Donc: $T^{max} = 56.50\,KN$

$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = 33.90$ KN.m

$M_t^{max} = 4.79 KN.m$

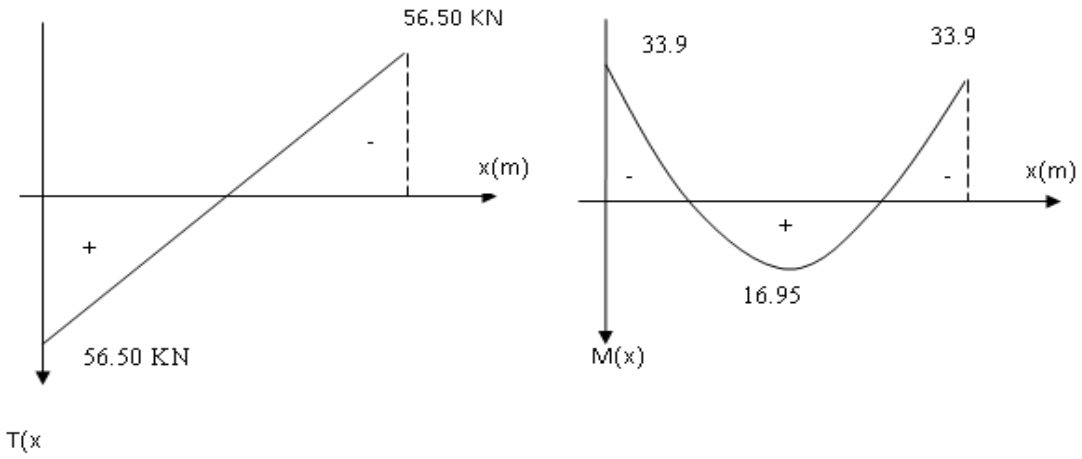


Fig. III diagramme des sollicitation de poutre brisée a L'E.L.S

III.2.8 Calcul du ferraillage:

a) Armatures longitudinales:

b = 25 cm ; h = 30 cm ; d = 25,4 cm ; c =4,6 cm. (fissuration préjudiciable).

Tableau III.10 : ferraillage (armatures longitudinales) de poutre brisée

	M_u KN.m	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	16.695	0.014	0.993	1.51	0	1.05
sur appuis	33.9	0.023	0.988	3.08	0	1.05

✓ **Condition de non fragilité:**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.05\,cm^2$

- en travée : $A = 1.51 cm^2 \geq 1.05 cm^2$…… (c.v)

-Sur appuis: $A = 3.08\ cm^2 \geq 1.05\ cm^2$…….(c.v)

Donc on adopte :

-en travée : **A = 3 T 10 = 2.35 cm².**

-Sur appuis : **A = 3 T 12 = 3.39 cm².**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{80.67\times10^3}{300\times330} = 0{,}814\ \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5\text{MPa}\ ;\ 4\text{MPa}\right] = 2{,}50\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}814\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}50\ \text{MPa}$$

✓ **Vérification de compression dans la bielle de béton:**

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a \ldots..[2]$$

$$a = \text{Min}\left[b - e - 2\ ;\ 0.9d\right] = \text{Min}\ \left[25\ \text{cm}\ ;\ 29.7\ \text{cm}\right] = 25\ \text{cm}$$

$$V_u = 80.67\ \text{KN} \le 0{,}5\left(\frac{25\text{x}1000}{1.5}\right)\times0.3\times0{,}25 = 1250\ \text{KN} \quad \ldots\ldots..(\text{c.v})$$

✓ **Vérification au voisinage de l'appui:**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_S}.....[2](\text{art}5.1.3.1.3)$$

$$\frac{2\times80.67\times10^3}{300\times250} = 2.15 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ .\ (\text{c.v}).$$

$$A = 2{,}35\ \text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_S.V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times80.67\times10}{400} = 2.31\ \text{cm}^2.....(\text{c.v}).$$

b) **Armatures transversales:**

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1\,\text{cm}\ ;\ \varphi_l = 10\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

On choisit :

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} \le 1\,\text{cm}$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\ 2}}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera: $A_t = n_t.a_t = 2\ T\ 8 = 1\ \text{cm}^2$.

✓ **Vérification du R.P.A 99 V 2003:**

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b. \qquad \ldots\ldots\ldots\ [1]\ (\text{Art}\,7.5.2.1)$$

Zone nodale : $S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 8.75\,\text{cm}\,;12\,\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$

Zone courant: $S_t \le \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$

$$\begin{cases} \overline{S_t} = 8.75\text{ cm} & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S_t} = 17.5\text{ cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 8\text{ cm} & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 17\text{ cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$

On a $A_t = 1\text{ cm}^2$.

$S_t = 8\text{ cm} \Rightarrow A_t = 1\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0{,}72\text{cm}^2$

$S_t = 17\text{ cm} \Rightarrow A_t = 1\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003 \times (17) \times (30) = 1.53\text{cm}^2$

$S_t \le \overline{S_t}$ Pour les deux zones

Pour la zone **courante** $A < A_{min}$, donc on retiendra : **A_t = 3 T 8 = 1.5 cm².**

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

1- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ ..... **[2] (Art 5.1.2.3)**

avec k = 1 (flexion simple) et : $\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{1{,}5 \times 10^2}{300 \times 80} = 0{,}006 \ge \frac{1.15(0.84 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 6.710^{-4}$

Zone courante: $\frac{1.5 \times 10^2}{300 \times 170} = 0{,}002 \ge \frac{1.15(0.84 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 6.71.10^{-4}$

2- $A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ ..... **[2] (Art 5.1.2.2)**

Zone nodale: $A_t = 1.5\text{ cm}^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 80}{400 * 100} = 0{,}24\text{ cm}^2$

Zone courante: $A_t = 1.5\text{ cm}^2 \ge A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 170}{400 * 100} = 0.51\text{ cm}^2$

III.2.9 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier que:

$\le$

1) on vérifie que :

$$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$$

Avec: $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{ MPa}$

Tableau III.11 Vérification à l'E.L.S de la poutre brisée

	A (cm²)	**Y (cm)**	**I (cm⁴)**	**M_{ser} (KN.m)**	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	2.35	4.41	29691.46	16.95	2.51	15	c.v
sur appuis	3.39	5.21	41209.28	33.9	4.28	15	c.v

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

Vérification de la flèche:

On doit vérifier Les conditions suivantes:

1- $\frac{h}{L} = \frac{0,35}{3.6} = 0,097 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ …… (c.v)

2- $\frac{h}{L} = 0.097 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.059$ …….. (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{2,35}{30 \times 32} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …….. (c.v)

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

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

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

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

Le centre de Masse C_G

Le centre de Torsion C_R

IV.2.1 Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux). Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_{Gj} = \frac{\sum w_i * x_i}{\sum w_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum w_i * y_i}{\sum w_i}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

- **Vue 2 D :**

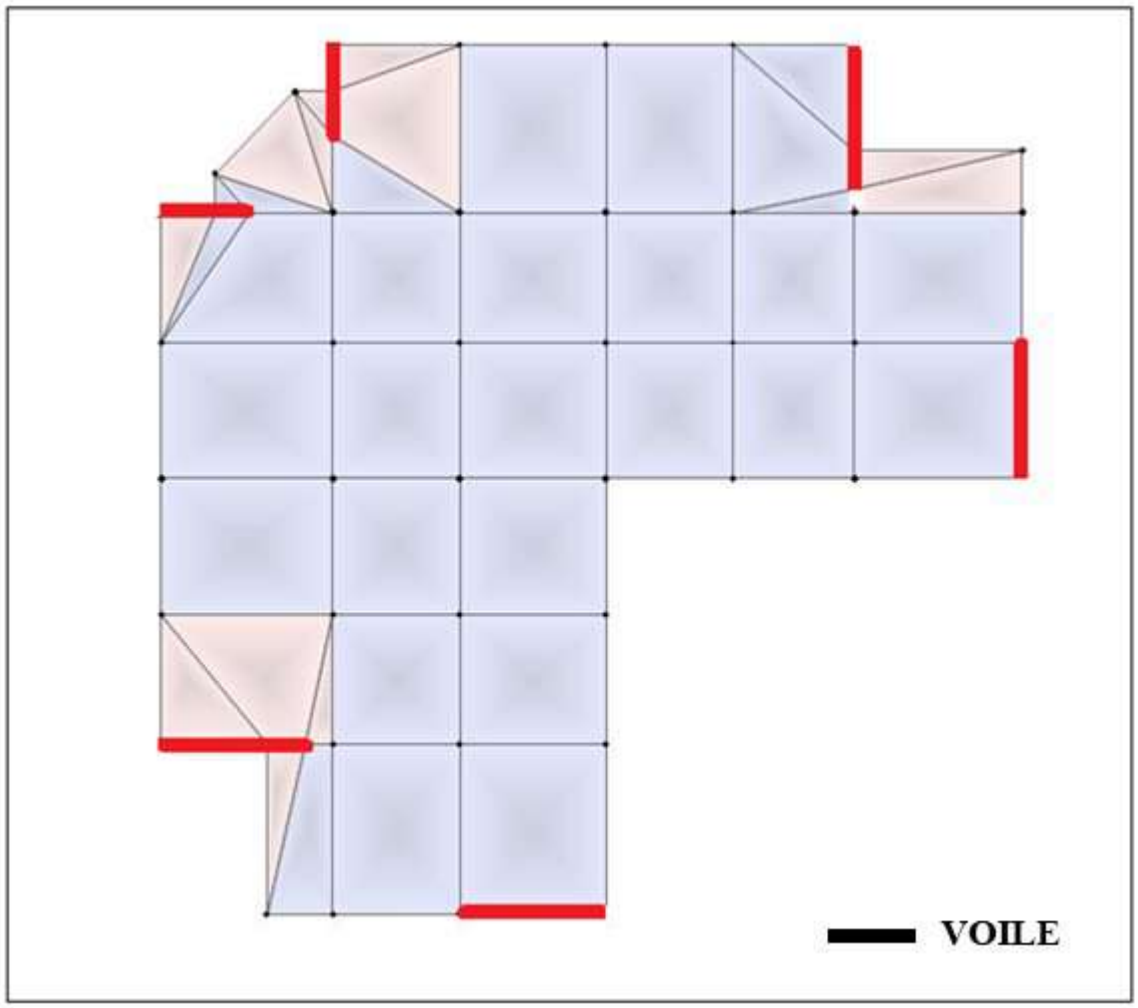


Figure 4-1 : disposition des voiles

Niveau (m)	ΣWi (kN)	ΣWi*xi	ΣWi*yi	XG (m)	YG (m)
25.84	3597.73	41301.9404	44863.6931	11.48	12.47
22.61	3649.11	42001.2561	45905.8038	11.51	12.58
19.38	3692.02	42532.0704	46445.6116	11.52	12.58
16.15	3738.44	43066.8288	47029.5752	11.52	12.58
12.92	3791.85	43682.112	47701.473	11.52	12.58
9.69	3845.42	44337.6926	48375.3836	11.53	12.58
6.46	3865.43	44877.6423	48549.8008	11.61	12.56
3.23	5128.26	54462.1212	69693.0534	10.62	13.59

Tableau. 4.1. Calcul de centre de masse.

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement { cette force et sans rotation.

- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \qquad \textbf{et} \qquad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **Ix et I y** : 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.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

⇨ Pour les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$ $I_y = \frac{h b^3}{12}$

⇨ pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$ $I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$

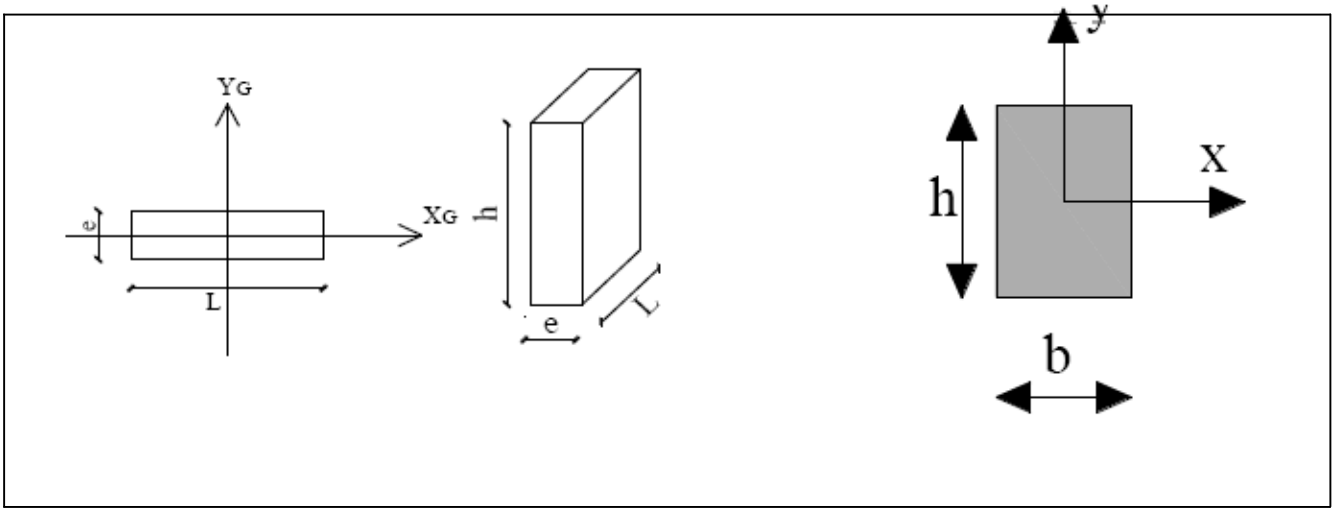


Figure 4-2 : dimension des voiles et poteaux

Tableau 4-2 : Calcule de centre de torsion

Niveau (m)	∑Ix (m4)	∑Iy (m4)	ΣIxi*Yi	ΣIxi*Xi	XR (m)	YR (m)
25.84	2.0171	1.2618	19.87335	24.81033	12.30	15.75
22.61	2.0171	1.2618	17.703054	24.81033	12.30	14.03
19.38	2.0384	1.2831	18.053217	25.255776	12.39	14.07
16.15	2.0384	1.2831	18.053217	25.255776	12.39	14.07
12.92	2.0710	1.3158	18.579096	25.80466	12.46	14.12
9.69	2.0710	1.3158	18.579096	25.80466	12.46	14.12
6.46	2.1186	1.3633	19.345227	26.546058	12.53	14.19
3.23	2.1348	1.3795	19.575105	25.809732	12.09	14.19

IV.2. 3. Excentricité

- ✓ **Excentricité théorique (statique)**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_x = |x_R - x_G| \quad \text{et} \quad e_y = |y_R - y_G|$$

Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	XG (m)	XR (m)	E_X theo (m)	YG (m)	YR (m)	E_Y theo (m)
25.84	11.48	12.30	0.82	12.47	16.00	3.53
22.61	11.51	12.30	0.79	12.58	16.00	3.42
19.38	11.52	12.39	0.87	12.58	15.61	3.03
16.15	11.52	12.39	0.87	12.58	15.61	3.03
12.92	11.52	12.46	0.94	12.58	15.31	2.73
9.69	11.53	12.46	0.93	12.58	15.31	2.73
6.46	11.61	12.53	0.92	12.56	15.07	2.51
3.23	10.62	12.09	1.47	13.59	15.97	2.38

✓ **Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]**

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

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

- Excentricité théorique résultant des plans.

  ⇨ Ex= 0,05. Lx
  ⇨ Ey= 0,05. Ly

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

Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_X (m)	L_Y (m)	E_X (m)	E_Y (m)
25.84	24.11	23.78	1.20	1.19
22.61	24.11	23.78	1.20	1.19
19.38	24.11	23.78	1.20	1.19
16.15	24.11	23.78	1.20	1.19
12.92	24.11	23.78	1.20	1.19
9.69	24.11	23.78	1.20	1.19
6.46	24.11	23.78	1.20	1.19
3.23	24.11	23.78	1.20	1.19

✓ **Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire { la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

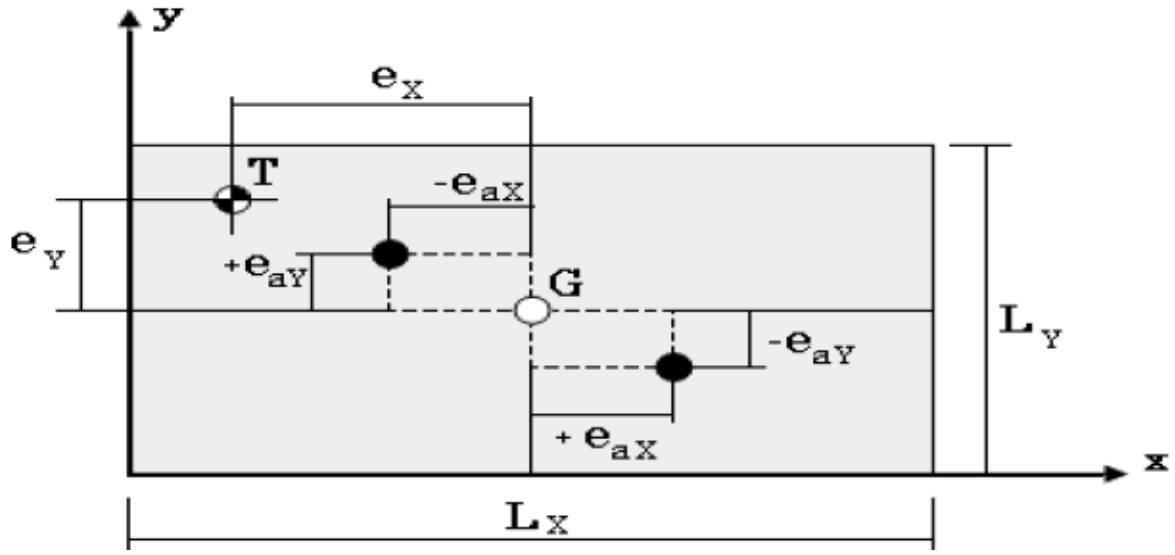


Figure 4-3 Position des centre de masse

Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	**$E_{X\ th}$ (cm)**	**E_x acc (cm)**	**$E_{X\ th} \pm E_{x\ acc}$**		**$E_{y\ th}$ (cm)**	**E_y acc (cm)**	**$E_{y\ th} \pm E_{y\ acc}$**	
25.84	0.82	1.20	2.02	0.38	3.53	1.19	4.72	2.34
22.61	0.79	1.20	1.99	0.41	3.42	1.19	4.61	2.23
19.38	0.87	1.20	2.07	0.33	3.03	1.19	4.22	1.84
16.15	0.87	1.20	2.07	0.33	3.03	1.19	4.22	1.84
12.92	0.94	1.20	2.14	0.26	2.73	1.19	3.92	1.54
9.69	0.93	1.20	2.13	0.27	2.73	1.19	3.92	1.54
6.46	0.92	1.20	2.12	0.28	2.51	1.19	3.7	1.32
3.23	1.47	1.20	2.67	0.27	2.38	1.19	3.57	1.19

IV.3 Etude dynamique

IV.3.1 Introduction :

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou mois rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

- ✓ **Caractéristique dynamique propre :**

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir d'un système non amorti et forcé.

L'équation d'un tel système est donnée par :

$[M].\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0$ . . . . . [1]

Avec :

[M] : Matrice de masse

[K] : Matrice de rigidité

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs

Les valeurs $\{x\}$ et $\{\ddot{x}\}$ ont pour expression :

$$\left.\begin{aligned} \{x\} &= \{x\}\sin(wt+\beta) \\ \{\ddot{x}\} &= -w^2\{x\}.\sin(wt+\beta) \end{aligned}\right\} \text{ .. . . . . (2)}$$

D'où l'équation (1) aura l'expression :

$[[K]-W^2[M]]*\{A\}\sin(wt+\beta) = 0$ . . . . . .(3)

Comme {A} n'est généralement pas nul , la solution de l'équation (3) est donnée par :

$[[K]- w^2 [M]] = 0$ . . . . . (4)

La solution de l'équation (4) nous permet d'obtenir les fréquences propres W_i :

L'équation (4) est appelée : équation caractéristique.

- ✓ **Chois de la méthode dynamique d'analyse :**

- Etude dynamique linéaire (deux dimension)
- Etude dynamique (trois dimension)

Vu la complexité géométrique de la structure et dans le but de simplifier les calcules, nous avons opte pour un calcul dynamique rapproché (spatial) en dimensions moyennant le logiciel sap 2000 v12, qui est une version améliorée.

- **Modalisation de la structure :**

✓ **Choix de modèle mathématique :**

L'une des étapes essentielles en vue du calcul et de la sécurité sismique d'une construction sur la base de la théorie dynamique .pour mieux comprendre le comportement dynamique de la structure et pour se rapprocher le plus possible de la réalité.

Notre choix s'est fixé sur le modèle à nœud maitre (modélisation par consol).

✓ **Notion de nœud maitre :**

Le nœud maitre coïncide avec le centre de masse du plancher. Le mouvement du plancher est donnée par le mouvement de nœud maitre l'ensemble des nœuds dit nœud esclaves ou nœud maitre par liaison rigides.

✓ **Elément poutre :**

Chaque poteau de la structure sera représenté par l'élément poutre .ce dernier est défié par

Et possède six degrés de liberté par nœud.

✓ **Etude sismique :**

La réponse de la structure au séisme a été déterminée par le logiciel sap 2000v12 au se base sur la méthode de superposition pour la résolution du mouvement de la structure nous développerons par conséquent cette méthode.

✓ **Méthode de la superposions modale :**

Développement de la méthode :

Cette méthode permet de transformer les équations du mouvements qui constituent de ≪ n ≫ équation différentielles couplées en un système de ≪ n ≫ équation indépendantes rapportées aux coordonnées principales.

Cette méthode est basée sur deux hypothèses :

- Le comportement de la structure est linéaire
- La réponse de la structure est une combinaison des réponses maximales, de chaque mode de vibration

✓ **Equation de mouvement :**

L'équation du mouvement d'un système forcée et définie par la relation :

$[M]\{\ddot{}\} + [C]\{\dot{}\} + [K]\{X\} = p(t)$ . . . . . .(1)

[M] : Matrice des masses

[C] : Matrice d'amortissement

[K] : Matrice de rigidité

{p(t)} : vecteur des forces extérieures

$\{x\} = [\Phi] \{y_i\}$ avec :

{x} : vecteur des déplacements

{y} : vecteur des déplacements généralises

[Φ] : matrice modale

L'équation (1) devra :

[M][Φ]{ (̈)} +[C][Φ]{ }+ [K][Φ]{Y} = { p(t)} . . . . . .(2)

On utilise le principe d'orthogunalité.l'équation (2) devient :

[M̄][Φ]{ (̈)} + [C̄] {y(t)} + [K̄] {y(t)} = { p(t)} . . . . (3)

L'équation (3) représente une équation du couple d'un système à (n) degrés de liberté.

Pour le calcul des périodes et des pulsations propres. On utilise l'équation du mouvement d'un système libre non amorti :

[M]{ẍ}+ [K] {x} = 0 . . . . . (4)

Les vecteurs x et x . . . . . (4)

Les vecteures x et ẍ ont pour expression :

X= A sin (t + β) . . . . . (5)

Ẍ= ².A. Sin (t +β) . . . . . (6)

D'ou l'équation (4) aura l'expression :

[[K] – ² [M]. {A}.A. sin (t +β) . . . . . .(7)

La résolution de l'équation (7) nous permet d'obtenir les fréquences propres w_i.

[[K] – ² [M] = 0 . . . . . .(8)

De cette équation on tire :

[Φ] : matrice modale

[ ] : vecteur fréquence.

- ✓ **Réponse modale :**

L'expression générale de la réponse est donnée pour chaque mode par l'intégration DUHAMEL

$$y_i(t) = \frac{1}{M_1 W_{pi}} \int_0^t p_i(t).e^{-ef}.w_i(t-\tau)d\tau$$

Avec : $_{Di} = _{i}\sqrt{1 - ^{2}}$

Le vecteur déplacement {x} est ensuit obtenue par la superposition de toutes les réponses modales : $\{x\}=\sum _{i}(t)\{\Phi\}$

Pour une excitation sismique :

$\{p(t)\}=-[M].\{\ddot{x}g\}$ l'intégrale devient alors :

$$y_i(\tau) = \frac{\{\phi\}^t[M].[I].}{[\overline{M}]w_{Di}}.\int_0^t \ddot{x}g(t)e^{-\xi_i w_i(i-\tau)}\sin[w_{Di}(t-\tau)]d\tau$$

Posons : $T_i = \frac{[\overline{M}].[R].}{[\overline{M}].}$.

$$S_{vi} = \int_0^t \ddot{x}g(t)e^{-\xi_i w_i(i-\tau)}(t-\tau)\sin[w_{Di}(t-\tau)]d\tau$$

Avec: $\begin{cases}[\overline{M}] = \{\phi\}^t[M]\{\phi_i\} \\ [I] = [R]\{\phi_i\}\end{cases}$

$\{xt\} = \{T_i\}.sd_i$

$\{\ddot{x}\ t\} = \{T_i\}.sa_i$

Avec : sd_i ,sa_i et sv_i : sont les amplitudes maximales du déplacement et de l'accélération spectrale lue sur les spectre de réponse

- ✓ **Introduction du spectre de réponse :**

Pour se mettre la structure au séisme il suffit d'introduire le spectre de réponse qui se fait comme suit :

- définir les directions d'injection du séisme (α) qui coïncide avec les axes principaux de la structure
- l'introduction des valeurs du coefficient d'amplification dynamique (D) en fonction de la période pour le type du sol donnée introduire la valeur = A.D.Q.W qui représente le facteur de réduction de la réponse sismique.
- introduire la valeur du coefficient d'amortissement(ξ)

- ✓ **Détermination des axes principaux :**

Le séisme est injecté suivent un angle

$$tg\ (2\alpha) = \frac{(-2I_{xg.yg})}{I_{xg} - I_{yg}}$$

IV.3.2 but de l'étude dynamique:

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et sur tout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismiques ; pour cela on utilise le logiciel **SAP2000** qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- Modèle des nœuds maîtres.
- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

On va utiliser le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau de centre de gravité.

IV.3.3 choix de la méthode du calcul dynamique:

Selon le *RPA99 version 2003 (Art 4.1.1*), ce calcul peut être mené suivant trois méthodes

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

Notre structure présente une hauteur dépassent 10m (groupe D'usage 2 ;

ZONE *IIb*), dans se cas les conditions d'applications de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies : donc on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale.

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 0.3\ \text{s}\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3\ \text{s}\end{cases}$$

Avec :

S_a : Le spectre de réponse.

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

A : coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

R : coefficient de comportement de la structure.

g : accélération de la pesanteur=10m/s^2

R : coefficient de comportement de la structure. (En fonction du système de contreventement)

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

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

Dans notre cas ; les valeurs des coefficients sont:

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

- A = 0.20 (groupe d'usage 2 ; zone IIb :RPA tableau 4.1)

b. facteur de correction d'amortissement η:

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2]. Avec

remplissage dense → η = 0,882

- $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q (4.4)$

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

Conformément à l'article **3.4.A. 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 charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

Donc : R = 5.

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

Q = 1 + ∑ P

Tableau 4. 6 calcul du facteur qualité

	P_q			
	suivant x		**suivant y**	
Critère q	**Observé**	**valeur**	**Observé**	**valeur**
1 Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.05	-	0.05
2 Redondances en plan	oui	0.05	-	0.05
3 Régularité en plan	oui	-	0	-
4 Régularité en élévation	oui	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	-	0.05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.10	-	0.10
∑	0.25		0.25	

Donc : $Q = 1.15$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

➔ Site S_3

$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$

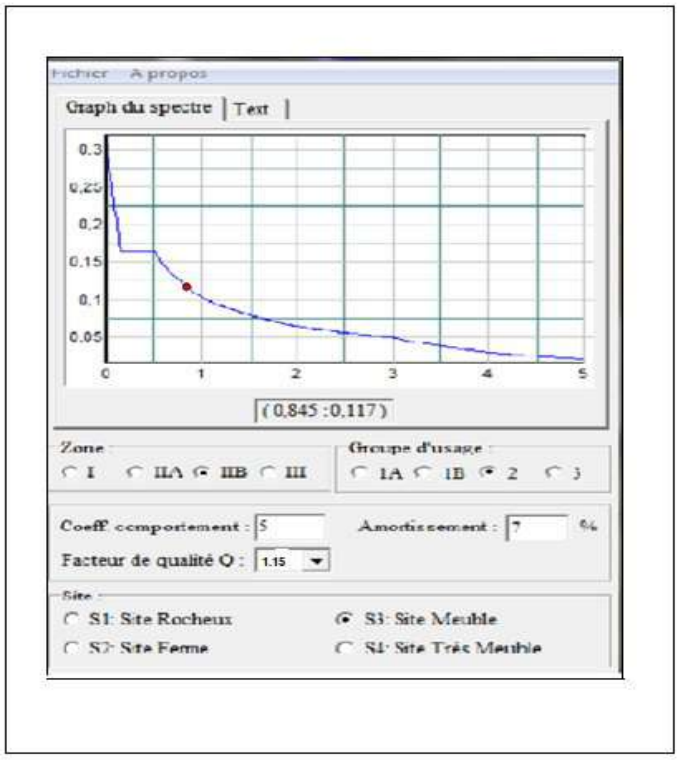


Figure 4-4 : Spectre de répons

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 {vis de l'effet P-Δ}

✓ **. Vérification de comportement :**

.

Figure. IV.5. Le comportement des trois premiers modes

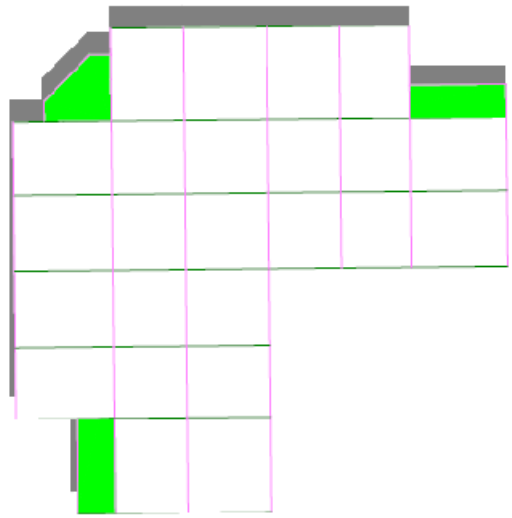
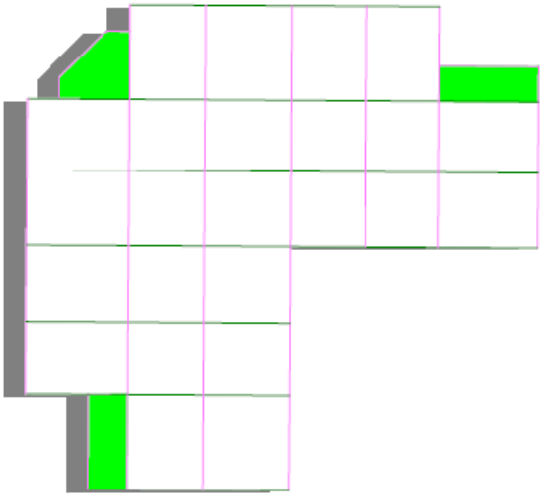
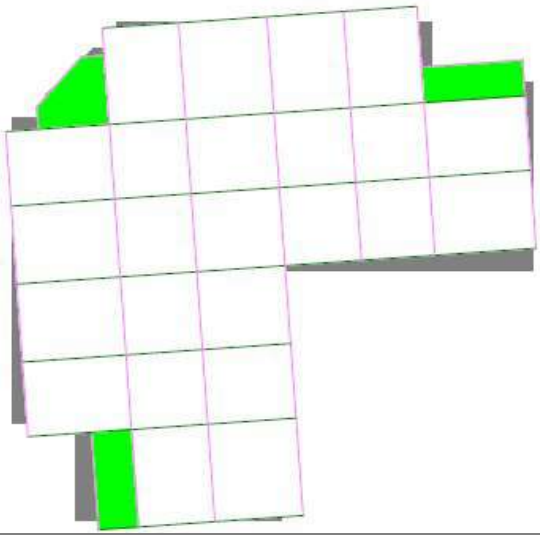
Mode	Animation	Constatation
1		**Le premier mode est une translation pure suivant l'axe Y avec une participation massique de 65%**
2		**Le deuxième mode est une translation pure suivant l'axe X avec une participation massique de 66%**
3		**Le troisième mode c'est une rotation pure autour de l'axe Z**

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	0	65	0
Mode 1	66	0	0
Mode 3	0	1	0

- ✓ **vérification de participation massique :**

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

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

Tableau 4-8 : Coefficient de participation massique

Mode	**Période (s)**		
		U y cumule	**UX_{cum}**
Mode 1	0.66	65%	0%
Mode 2	0.63	66%	66%
Mode 3	0.47	67%	66%
Mode 4	0.18	83%	67%
Mode 5	0.17	84%	84%
Mode 6	0.12	84%	85%
Mode 7	0.09	85%	85%
Mode 8	0.09	91%	86%
Mode 9	0.08	92%	91%

Conclusion : La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 9ème mode

✓ 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 :
- 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 (N)

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA tableau 4.6.

$$\mathbf{T = C_T h_N^{3/4}}$$

$C_T=0.05 \rightarrow Tx=Ty=0.05*25.84^{3/4}= 0.570$ s

2/ $T=0,09.hN/D^{1/2}$ ..... ►► [**RPA Art4.2.4]** ◄◄

$= 0.47$
$= 0.47$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$= 0.47$
$= 0.47$

Tableau 4-9 : vérification des périodes

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,47	0,65	0.61	Oui
Y	0,47	0,65	0.61	Oui

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (Art 4.3.6) :

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 $\frac{V}{V} > 0,8$

- ✓ **Calcul de la force sismique totale :**

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

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

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0.2 (tableau 4.1 RPA)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0{,}50$ s, T1 = 0,15 s ; tableau (4.7) (avec site S_3)

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

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

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_X = 0{,}47$ s

$T_Y = 0{,}47$ s

$$D_X = \begin{cases} 2.5\eta = 2.5x0.882 = 2.205 & 0 \le T = 0{,}49\ s \le 0{,}7\ s \end{cases}$$

$$D_Y = \begin{cases} 2.5\eta = 2.5x0.882 = 2.205 & 0 \le T = 0{,}56\ s \le 0{,}7\ s \end{cases}$$

R=5 : coefficient de comportement global de la structure

Q =1.15 : facteur de qualité

W : poids total de la structure

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

β = 0.2 (tableau 4.5)

W= 34658.9 *KN*

- ✓ **La force sismique V :**

$$V_X = V_Y = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W = \frac{0{,}2x2{,}205x1{,}15}{5} \text{ x } 34658.9 = 3515.45\ kN$$

$$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{2242.15}{3515.45}.100 = 63.77\% < 80\% \quad \text{CNV}$$

$$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{2182.37}{3515.45}.100 = 62.07\% < 80\% \quad \text{CNV}$$

S_i V_t < 0.80 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/V_t. [**art. RPA 4.3.6**]…….(1)

$$0.8\frac{V}{V_{tx}} = 1.255 \qquad 0.8\frac{V}{V_{ty}} = 1.289$$

$$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{2813.60}{3515.45}.100 = 80.03\% > 80\% \quad \text{NV}$$

$$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{2815.90}{3515.45}.100 = 80.07\% > 80\% \quad \text{NV}$$

IV.4.2. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à : $M_{0X} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iX}$

$$M_{0Y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iY}$$

Avec :

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

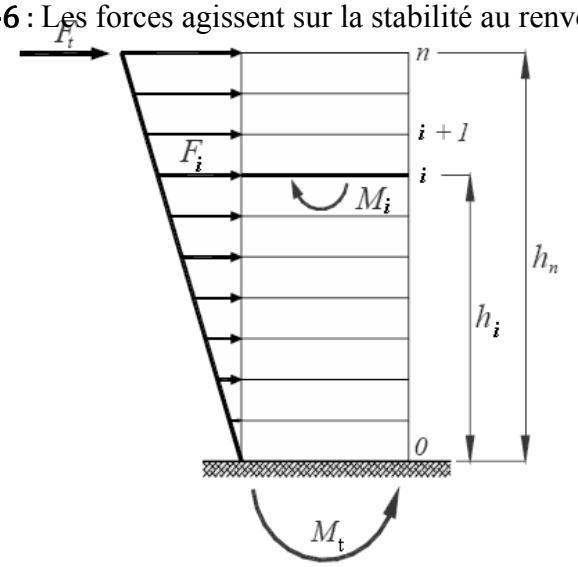
Le moment de stabilité qui est égal à :

$M_{tx} = X_G.W_I$ et $M_{ty} = Y_G.W_I$

Avec :

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

Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement



✓ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :** [Art 4.2.5]

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

$T_X = 0,65\text{ s} \rightarrow F_t = 0$

$T_Y = 0,65\text{ s} \rightarrow F_t = 0$

Donc:

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

Vt_X=2812.12 KN

Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques

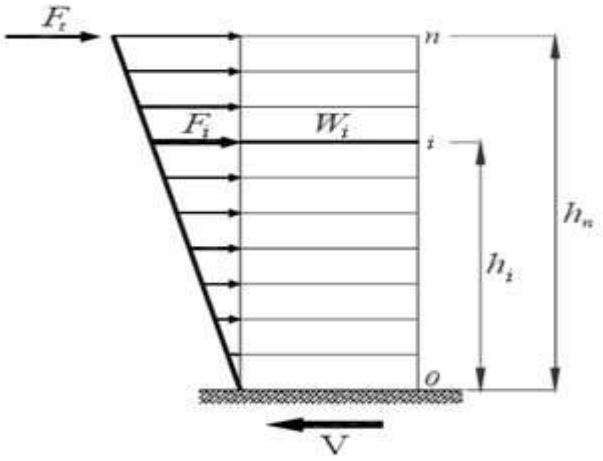


Tableau 4-10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant

Niveau	Wi	h_i	$W_i.h_i$	X_{iX} (kN)
7	3597.73	25.84	41301.94	600.78
6	3649.11	22.61	41301.94	533.19
5	3692.02	19.38	42001.26	462.39
4	3738.44	16.15	42532.07	390.17
3	3791.85	12.92	43066.83	316.60
2	3845.42	9.69	43682.11	240.80
1	3865.43	6.46	44337.69	161.37
R.D.C	5128.26	3.23	44877.64	107.04
		Somme	356261.66	2812.35

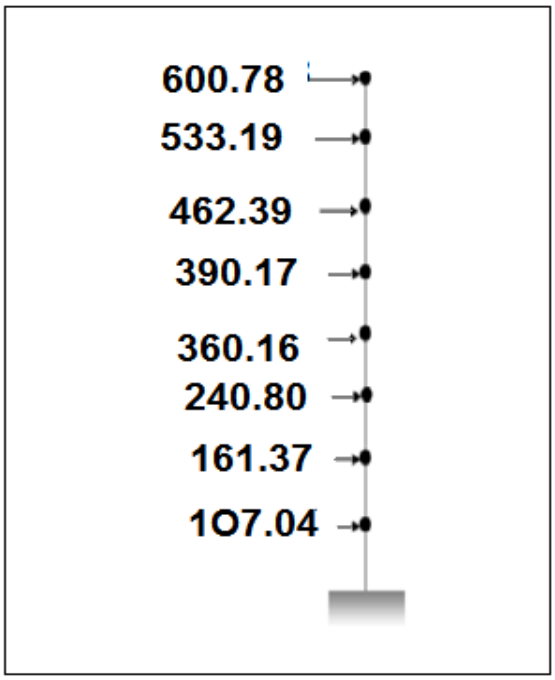


Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Vt_Y=2817.66 KN

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau	Wi	h_i	$W_i.h_i$	F_{iY} (kN)
7	3597.73	25.84	41301.94	601.91
6	3649.11	22.61	42001.26	534.20
5	3692.02	19.38	42532.07	463.27
4	3738.44	16.15	43066.83	390.91
3	3791.85	12.92	43682.11	317.20
2	3845.42	9.69	44337.69	241.26
1	3865.43	6.46	44877.64	161.68
R.D.C	5128.26	3.23	54462.12	107.25
		Somme	356261.66	2817.66

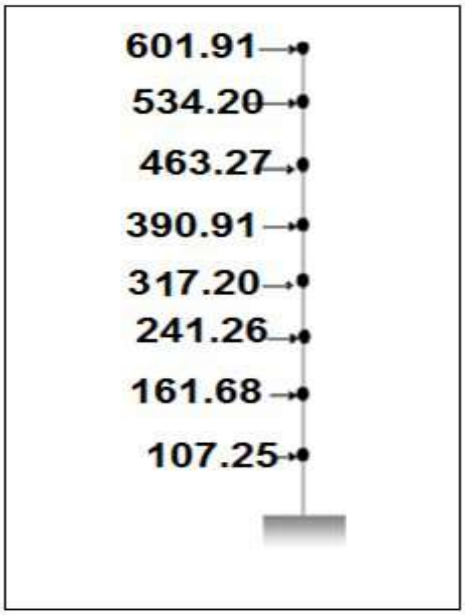


Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

✓ **Moment de renversement :**

Tableau 4-12 : calcul du moment de renversement

			M_{0X} (KN M)	M_{0Y} (KN M)
(m) Niveau	**Fix KN**	**Fiy KN**	**Fix*hi**	**Fiy*hi**
25.84	600.78	601.91	15524.13	15553.45
22.61	533.19	534.20	12055.41	12078.17
19.38	462.39	463.27	8961.18	8978.10
16.15	390.17	390.91	6301.29	6313.18
12.92	316.60	317.20	4090.44	4098.16
9.69	240.80	241.26	2333.38	2337.78
6.46	161.37	161.68	1042.45	1044.42
3.23	107.04	107.25	345.76	346.41
$\sum M_0$			50654.04	50749.68

✓ **Moment stabilisant :**

Tableau 4-13 : calcul du moment stabilisant

				Mtx (KN m)	Mty (KN m)
Niveau (m)	**XG (m)**	**YG (m)**	**Masse (kN)**	**wi*xi**	**wi*yi**
25.84	11.48	12.47	3597.73	41301.94	44863.69
22.61	11.51	12.58	3649.11	42001.26	45905.80
19.38	11.52	12.58	3692.02	42532.07	46445.61
16.15	11.52	12.58	3738.44	43066.83	47029.58
12.92	11.52	12.58	3791.85	43682.11	47701.47
9.69	11.53	12.58	3845.42	44337.69	48375.38
6.46	11.61	12.56	3865.43	44877.64	48549.80
3.23	10.62	13.59	5128.26	54462.12	69693.05
∑Mt				356261.66	398564.39

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

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{356261.66}{50654.04} = 7.03 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{398564.39}{50749.68} = 7.35 \geq 1.5$$

Conclusion : La structure est stable vis-à-vis le renversement

- **Vérification des déplacements**

Tableau 4-14 : Vérification des déplacements

Niveau (m)	**U1 cm**	**U1*R** cm	**ΔU1 cm**	**U2 cm**	**U2*R cm**	**ΔU2 cm**	**h/100** cm	**VERIFICATION**
RDC	0.00	0.00	/	0.00	0.00	/	0	OK
3.23	0.08	0.40	0.40	0.07	0.33	0.33	3.23	OK
6.46	0.25	1.23	0.83	0.20	1.02	0.69	3.23	OK
9.69	0.47	2.35	1.12	0.39	1.96	0.93	3.23	OK
12.92	0.72	3.62	1.27	0.61	3.03	1.07	3.23	OK
16.15	1.00	4.99	1.37	0.84	4.19	1.17	3.23	OK
19.38	1.27	6.35	1.36	1.07	5.37	1.18	3.23	OK
22.61	1.53	7.67	1.32	1.31	6.54	1.17	3.23	OK
25.84	1.78	8.90	1.23	1.53	7.65	1.10	3.23	**OK**

- Dans les deux directions les déplacements sont inferieurs au déplacement limites 1%h=3cm.

IV.4.3 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0{,}10$ *"RPA99 version 2003"*

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$V_K = \sum_{i=K}^{n} F_i$

Δ_k : déplacement du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

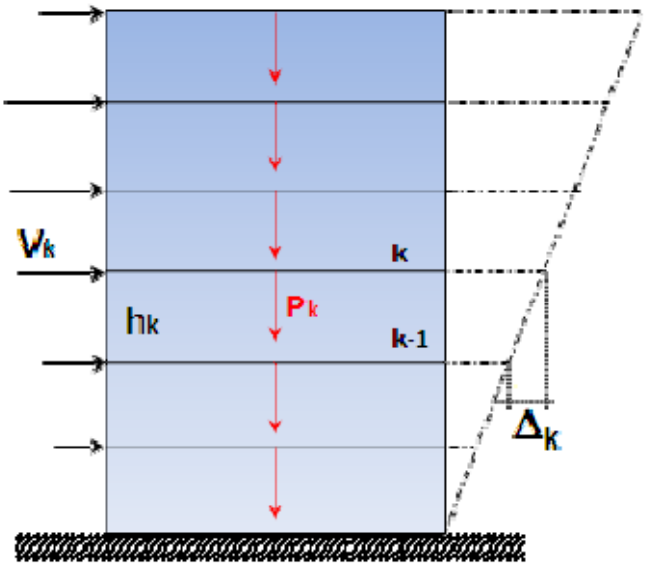


Figure 4-10 : l'effet P-Δ

Tableau 4-14: Vérification de l'effet P-Δ :

Diaphragme N°	Niveau (m)	hk(cm)	Masse kN	Fix(KN)	Fiy(KN)	ΔU1 cm	ΔU2 cm	θk x	θk y	vérification $\theta \leq 0{,}10$
DIAPH1	25.84	323	3597.73	600.78	601.91	1.23	1.10	0.02	0.02	**ok**
DIAPH2	22.61	323	3649.11	533.19	534.20	1.32	1.17	0.03	0.03	**ok**
DIAPH3	19.38	323	3692.02	462.39	463.27	1.36	1.18	0.03	0.03	**ok**
DIAPH4	16.15	323	3738.44	390.17	390.91	1.37	1.17	0.04	0.04	**ok**
DIAPH5	12.92	323	3791.85	316.60	317.20	1.27	1.07	0.05	0.04	**ok**
DIAPH6	9.69	323	3845.42	240.80	241.26	1.12	0.93	0.06	0.05	**ok**
DIAPH7	6.46	323	3865.43	161.37	161.68	0.83	0.69	0.06	0.05	**ok**
DIAPH8	3.23	323	5128.26	107.04	107.25	0.40	0.33	0.06	0.05	**ok**

IV.4. Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc.



Ferraillage des éléments Structuraux

V.1- Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et le R.P.A99

V.2- Combinaison 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 + Q ±1.2 E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3- Ferraillages des poutres :

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

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.

V.3.1- Recommandations des règlements :

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

A- Armatures longitudinales :

- ✓ 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).

B- Armatures transversales :

- ✓ 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).

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Notre calcul se fera pour deux portiques différents suivant les deux sens:

- ✓ <u>Sens longitudinal</u>: Pour tous les niveaux on a deux types de poutres avec une section de béton différentes:
  - (b x h) = (30 x 40) cm².
- ✓ <u>Sens transversal</u>: Pour tous les niveaux on a deux types de poutres avec une section de béton différentes:
  - (b x h) = (30 x 35) cm².

Tableau V.1: Les efforts a l'E LU et les sections d'acier adoptées (Poutres principales).

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisies}$ (cm^2)
							CBA	RPA	
Intermédiaire	Terrasse	Travée	28.04	1.35G+1.5Q	0	2.2	1,20	6,00	2T12+3T14 =6.88
		Appui	68.36	1.35G+1.5Q	0	4.6			2T12+3T14 =6.88
	Etages	Travée	37.69	1.35G+1.5Q	0	3	1,20	6,00	2T12+3T14 =6.88
		Appui	60.09	1.35G+1.5Q	0	4.9			2T12+3T14 =6.88
Rive	Terrasse	Travée	23.53	1.35G+1.5Q	0	1.8	1,20	6,00	2T12+3T14 =6.88
		Appui	59.42	1.35G+1.5Q	0	4.9			2T12+3T14 =6.88
	Etages	Travée	35.48	1.35G+1.5Q	0	2.8	1,20	6,00	2T12+3T14 =6.88
		Appui	70.56	1.35G+1.5Q	0	5.8			2T12+3T14 =6.88

Tableau V.2: Les efforts et les sections d'acier adoptées (poutres secondaires).

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisies}$ (cm^2)
							CBA	RPA	
Intermédiaire	Terrasse	Travée	10.79	G+Q-Ey	0	1	1.05	5.25	5T12=5.65
		Appui	22.88	G+Q+Ey	0	1.7			5T12=5.65
	Etages	Travée	14.48	G+Q-Ey	0	1	1.05	5.25	5T12=5.65
		Appui	27.29	G+Q+Ey	0	2			5T12=5.65
Rive	Terrasse	Travée	4.05	G+Q-Ey	0	1	1.05	5.25	5T12=5.65
		Appui	11.30	G+Q+Ey	0	1			5T12=5.65
	Etages	Travée	6.41	G+Q-Ey	0	1	1.05	5.25	5T12=5.65
		Appui	13.40	G+Q+Ey	0	1			5T12=5.65

V.3.2- Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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 $\rightarrow \overline{\sigma}_b = 15$ MPa .

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

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

✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ ……C.1
- $\sigma_s = \dfrac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$ ……..C.2

avec: $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\dfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 202$ MPa .

Tableau V.3: vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales

Niv.	poutre	Posit.	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérif.
Terrasse	Int	Travée	20.54	4.9	15	C.V	_	_	_
		Appui	34.11	5.3	15	C.V	_	_	_
	Rive	Travée	27.54	1.57	15	C.V	150.7	202	C.V
		Appui	43.89	4.90	15	C.V	199.48	202	C.V
Etages courants	Int	Travée	18.54	1.29	15	C.V	_	_	_
		Appui	37.36	4.80	15	C.V	_	_	_
	Rive	Travée	27.19	1.25	15	C.V	117.43	202	C.V
		Appui	51.29	4.45	15	C.V	181.07	202	C.V

Tableau V.4: vérification des contraintes à l'E.L.S (poutres secondaires)

Niv.	poutre	Posit.	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérif.
Terrasse	Int.	Travée	6.91	0.69	15	C.V	_	_	
		Appui	17.61	2.08	15	C.V	_	_	
	Rive	Travée	10.23	1.01	15	C.V	119.28	202	C.V
		Appui	18.59	2.14	15	C.V	119.12	202	C.V
Etages courants	Int.	Travée	8.90	0.88	15	C.V	_	_	
		Appui	19.79	2.31	15	C.V	_	_	
	Rive	Travée	9.39	1.23	15	C.V	108.09	202	C.V
		Appui	21.99	2.55	15	C.V	142.287	202	C.V

V.3.3- 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 préjudiciables pour les poutres de rive, on a:

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

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

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on a:

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

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.33$ MPa (situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 4.34$ MPa (situation accidentelle).

Les résultats sont obtenus dans les tableaux suivants:

Tableau V.5: vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales

Niv.	Poutre	situation	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\,adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\,adm}$
Terrasse	Int	Acc.	64.96	0.93	4.35	c.v
	Rive	Acc.	75.03	1.07	3.26	c.v
Etages courants	Int	Acc.	73.24	1.05	4.35	c.v
	Rive	Acc.	68.09	0.97	3.26	c.v

Tableau V.6: vérification des contraintes de cisaillement des poutres secondaires

Niv.	Poutre	situation	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\,adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\,adm}$
Terrasse	Int	Acc.	38.78	0.69	4.35	c.v
	Rive	Acc.	35.72	0.64	3.26	c.v
Etages courants	Int	Acc.	43.14	0.77	4.35	c.v
	Rive	Acc.	45.84	0.82	3.26	c.v

V.3.4- Calcul des armatures transversales:

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

✓ Selon le RPA 99:

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

✓ Selon le CBA 93:

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

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

Tableau V.7: Armatures transversales et leur espacement

	CBA 93		RPA 99			St_{adopte} (cm)		
section	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{T\ choisie}$
30X40	33.33	2.01	10	20	1.12	10	20	4HA8
30X35	28.8	2.01	8.75	17.5	0.9	8	15	4HA8

V.3.5- Vérification de la flèche:

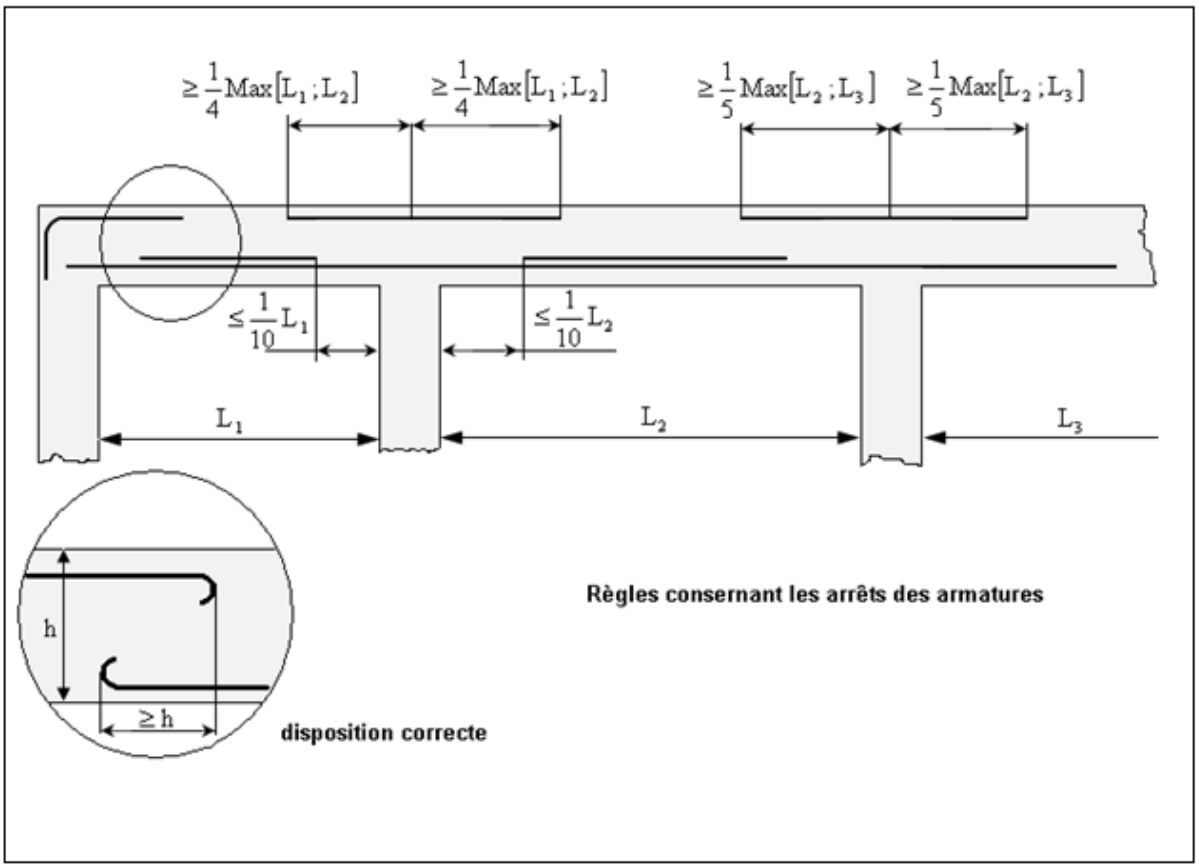
Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées ne répondent pas aux conditions suivantes:

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$.
3. $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ avec: $M_t = k.\ M_0\ (0.75 \leq k \leq 0.85)$

K : le coefficient de réducteur, on prend k= 0.80(le cas le plus défavorable)

Tableau V.8: Vérification de la flèche des poutres

Portique	S_{ect} (cm²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	Vérif.	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	Vérif.
porteur	40 x 30	0.09	0.08	c.v.	0.006	0.0105	c.v.
Non porteur	35 x30	0.07	0.08	c.v.	0.0026	0.0105	c.v.



figoure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

Figure 5-2 : Ferraillages des poutres principales, intermédiaires et de rive

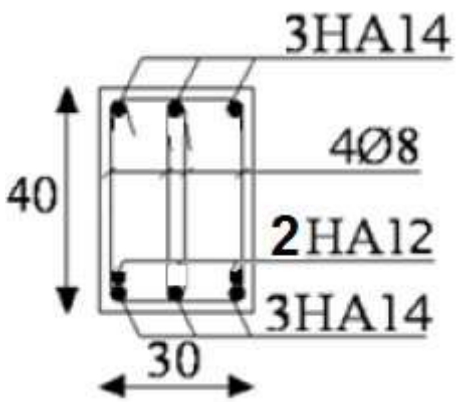
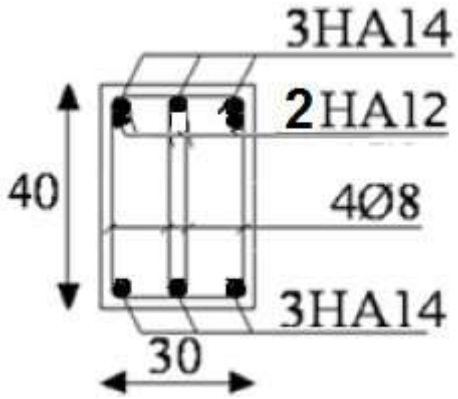
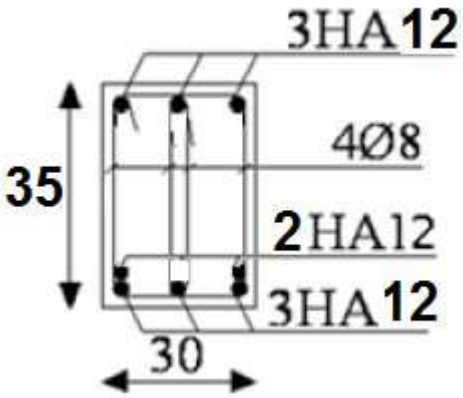
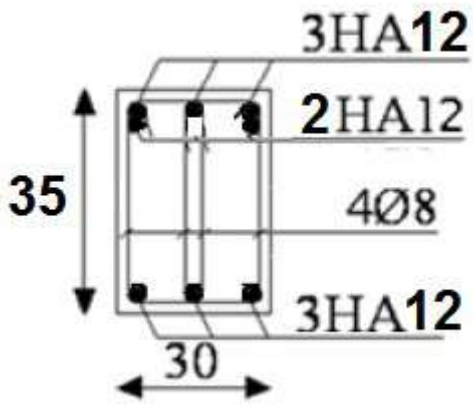
Niveau	position	En travées	Sur appuis
Terrasse et etage cour antes	Poutres intermédiaires Et de rive		

Figure 5-3 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et de rive

Niveau	position	En travées	Sur appuis
Terrasse et etage cour antes	Poutres intermédiaires Et de rive		

V.4- Ferraillages des poteaux

V.4.1- Introduction:

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous un effort normale " 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: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

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

1. $(N_{max} ; M_{corr})$.
2. $(M_{max} ; N_{corr})$.
3. $(N_{min} ; M_{corr})$.

V.4.2- 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 " tel que:
- $e = e_1 + e_2$
- $e_1 = \dfrac{M}{N + e_a}$
- $e_2 = \dfrac{3 L_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$
- Avec: $e_a = \text{Max}\left(2\text{cm} ; \dfrac{L}{250}\right)$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$
- 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.

V.4.3- Recommandations des règlements:

✓ **Selon le RPA 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.
- Le diamètre minimum est de 12 cm.

✓ **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.4.4- 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.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.9: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux de rive

	Sect.	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} RPA	A_{adop} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC 1eme	**45 x 45**	1	1.35 G+1.5Q	1487.8	0.38	$<A_{min}$	0	18.22	20.61	8T20
		2	G+Q+EX	62.41	50.93	$<A_{min}$	0			
		3	0.8G+EX	19.48	6.61	$<A_{min}$	0			
2eme 3eme	**40x40**	1	1.35 G+1.5Q	1100.54	8.48	$<A_{min}$	0	14.4	16.08	8T 16
		2	G+Q+EX	355.68	74.95	$<A_{min}$	0			
		3	0.8G+EX	191.3	3.8	$<A_{min}$	0			
4eme 5eme	**35x 35**	1	1.35 G+1.5Q	730.75	10.18	$<A_{min}$	0	11.02	12.31	8T 14
		2	G+Q+EX	235.04	67.11	$<A_{min}$	0			
		3	0.8G+EX	55.69	5.2	$<A_{min}$	0			
6eme 7eme	**30x 30**	1	1.35 G+1.5Q	363.9	9.22	$<A_{min}$	0	8.1	9.05	8T 12
		2	G+Q+EX	114.36	43.77	$<A_{min}$	0			
		3	0.8G+EX	13.65	5.03	$<A_{min}$	0			

Tableau V10: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux intermédiaires

	Sect.	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} RPA	A_{adop} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC 1eme	**45 x 45**	1	1.35 G+1.5Q	1487.8	0.38	$<A_{min}$	0	18.22	20.61	8T20
		2	G+Q+EX	62.41	50.93	$<A_{min}$	0			
		3	0.8G+EX	19.48	6.61	$<A_{min}$	0			
2eme 3eme	**40x40**	1	1.35 G+1.5Q	404.22	58.71	$<A_{min}$	0	14.4	16.08	8T 16
		2	G+Q+EX	1640.08	33.97	$<A_{min}$	0			
		3	0.8G+EX	1219.54	29.42	$<A_{min}$	0			
4eme 5eme	**35x 35**	1	1.35 G+1.5Q	329.40	43.12	$<A_{min}$	0	11.02	12.31	8T 14
		2	G+Q+EX	1112.8	22.59	$<A_{min}$	0			
		3	0.8G+EX	825.37	23.13	$<A_{min}$	0			
6eme 7eme	**30x 30**	1	1.35 G+1.5Q	87.32	41.08	$<A_{min}$	0	8.1	9.05	8T 12
		2	G+Q+EX	423.98	0.15	$<A_{min}$	0			
		3	0.8G+EX	175.34	12.50	$<A_{min}$	0			

V.4.5- Vérification à l'E.L.S:

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}).

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$

La fissuration est considérée comme Préjudiciable

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.7\ \text{MPa} ; 201.63\ \text{MPa}\right] = 202\ \text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.11: Vérification des contraintes des d'acier et de béton à l'E.L.S des poteaux

Section (cm²)	Nser (kN)	Mser (kN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
45 x 45	1084.43	0.57	20.61	3.3	94.2	00	C.V.
	99.44	1.5		4.81	0.00	61,90	C.V.
	14.32	0.02		5.65	152.10	0.00	C.V.
40 x 40	802.34	2.72	16.08	0.57	86.80	0.00	C.V.
	503.59	6.11		8.24	0.00	113.40	C.V.
	240.32	0.03		5.28	0.00	2.80	C.V.
35 x 35	532.92	4.65	12.31	0.90	31.70	0.00	C .V.
	312.57	8.56		8.33	0.00	148.00	C.V.
	128.61	0.42		3.25	0.00	56.10	C.V.
30 x 30	265.72	4.11	9.05	0.11	0.00	23.80	C.V.
	149.31	7.79		4.81	0.00	61,90	C.V.
	47.22	0.32		5.65	0.00	0.00	C.V.

V.4.6- 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: $\tau_u = \dfrac{T_u}{b_0 . d}$

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

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

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.05 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

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

$L_f = 0.707 L_0$ (encastrée a la base de fondation et articuler a l'autre cote)

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

A: section du poteau.

I: moment d'inertie du poteau.

La contrainte de cisaillement est égale à:

- $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$: si la fissuration est peu nuisible.

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

- $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$: si la fissuration est préjudiciable.

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.12: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)		ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
30x30	G+Q+Ey	198.17	0.90	14.84	0.075	1.875	4.32	Oui
35x35	G+Q+Ey	201.14	0.75	13.49	0.075	1.875	4.32	Oui
40x40	G+Q+Ey	214.00	0.67	13.74	0.075	1.875	4.32	Oui
45x45	G+Q+Ey	230.33	0.8	14.45	0.075	1.875	4.32	Oui

V.4.7- Armatures transversales:

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Selon le CBA93 :

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

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_\ell\right]$$

Aves : Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Dans le cas de la flexion composée.

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

Et

- $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4\ \text{MPa}$

Selon le RPA99 version 2003 : (A.7.4.2.2)

$$St = \frac{h.fe.At}{\rho.Vu}$$

Avec : $A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone IIb.
- Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2 , h/2 , 10\phi_l)$ en zone IIb.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

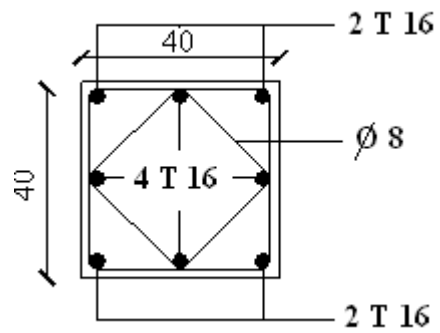
$$\frac{A_t}{S_t.b_1} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \left(\frac{10}{\lambda_g^{\,2}}\right)\% & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

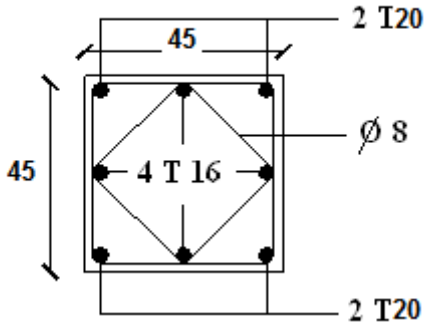
Tableau V.13: Armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	Zone	$S_{t\ adopte}$ (cm)	A_{min} (cm^2)	Choix
45x45	198.17	4.28	3.75	Z.C	15cm	1.80	4HA8
				Z.N	10 cm	1.20	
40x40	201.14	3.89	3.75	Z.C	15cm	1 .80	4HA8
				Z.N	10 cm	1.20	
35x35	214.00	3.96	3.75	Z.C	15cm	1.47	4HA8
				Z.N	10 cm	1.05	
30x30	230.33	3.56	3.75	Z.C	15cm	1.47	4HA8
				Z.N	10 cm	1.05	

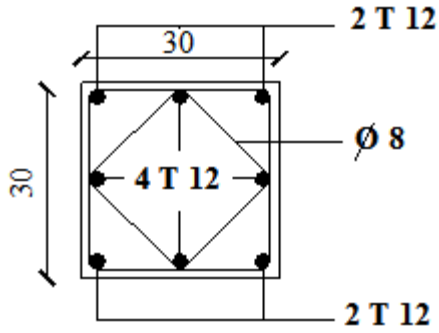
Fig V. 4 : dispositions des armateurs pour les poteaux



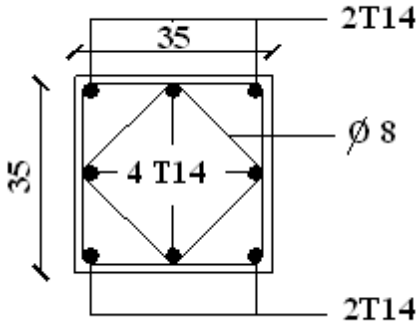
(Rive et intermédiaire 3eme,4emeetage)



(Rive et intermédiaire 1ere,2emeetage)



(Rive et intermédiaire 7eme,8emeetage)



(Rive et intermédiaire 5eme,6emeetage)

V.5 Ferraillage des voiles :

V.5.1 Introduction:

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version(2003) sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On a un seul type de voiles dans notre structure (les voiles pleins) . Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.5.2 Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment de flexion" M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

L: la largeur du voile ; a: épaisseur du voile. ; I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

- Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée.

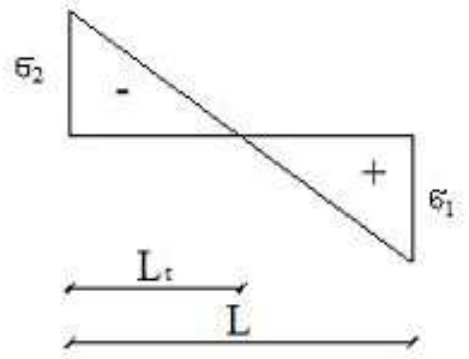


Fig V. 5 : Diagramme des contraintes (SPC)

- Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule

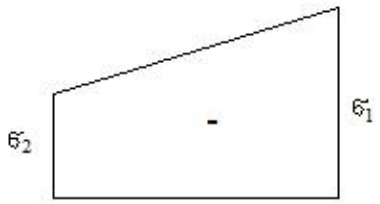


Fig V. 6 : Diagramme des contraintes (SET)

- Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

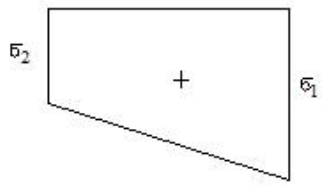


Fig V. 7 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.5.3 Recommandations des règlements:

- **Selon le CBA :**

- $0{,}1\% \le \dfrac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec :

  - a = l'épaisseur du voile
  - b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité.

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.

- 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.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - ✓ Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - ✓ En zone courante **0,10 %**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

30cm ≤1.5 a

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - ✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

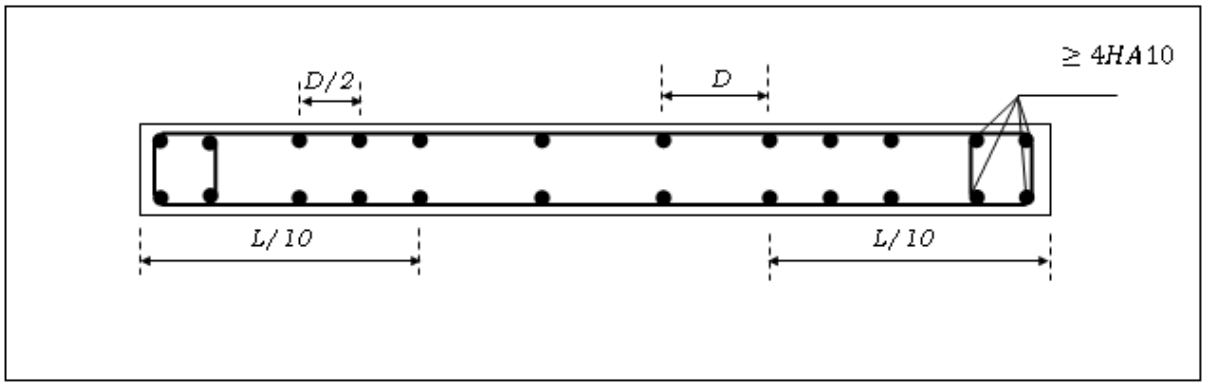


Fig 8 : Disposition des armatures verticales dans les

Tableau. V.14. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ =1,5	γ =1,15	γ = 1, 15	γ =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
σ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	σ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux Suivants :

✓ **Sens longitudinale X et Y : Voile 1 (VL1 : L=3.70m ; a = 15cm)**

Niveau	L (m)	σ_2 (MPa)	σ_1 (Mpa)	Lt (m)	Ft (KN)	A_{cal} (cm²)
RDC 1ére	3.70	61.853	-37.50	0.623	283	42.8
2ème 3ème	3.70	37.853	-16.387	0.698	198	29.4
4ème 5ème	3.70	37.253	-16.987	0.687	191	28.4
6ème 7ème	3.70	27.740	-17.540	0.613	127	18.9

Tableau V.15 : Ferraillage verticale du voile 1

SPC : Section Partiellement Comprimée.

Niveau	L (m)	A_{min} CBA *(cm²)*	$A_{.min}$ RPA *(cm²)*	0.20% B *(cm²)*	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi *(cm²)*
RDC 1ére	3.70	5.55	8.325	3.7	0.37	2(19 HA 12)
2ème 3ème	3.70	5.55	8.325	3.7	0.37	2(19 HA 10)
4ème 5ème	3.70	5.55	8.325	3.7	0.37	2(19 HA 10)
6ème 7ème	3.70	5.55	8.325	3.7	0.37	2(19 HA 8)

Tableau V16 : Choix des barres d'aciers

✓ **Sens longitudinale X et Y : Voile 2 (VL2 : L=3.25m ; a = 15cm)**

Niveau	L (m)	σ_2 (MPa)	σ_1 (Mpa)	Lt (m)	Ft (KN)	A_{cal} (cm²)
RDC 1ére	3.25	49.087	-30.03	0.620	227	38.8
2ème 3ème	3.25	47.693	-31.42	0.603	211	31.9
4ème 5ème	3.25	42.533	-29.47	0.591	176	27.9
6ème 7ème	3.25	42.533	-29.47	0.591	176	27.9

Tableau V.17 : Ferraillage verticale du voile 1

SPC : Section Partiellement Comprimée.

Niveau	L (m)	A_{min} CBA *(cm²)*	$A_{.min}$ RPA *(cm²)*	0.20% B *(cm²)*	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi *(cm²)*
RDC 1ére	3.25	4.87	7.31	11.1	0.32	2(18HA12)
2ème 3ème	3.25	4.87	7.31	11.1	0.32	2(18HA10)
4ème 5ème	3.25	4.87	7.31	11.1	0.32	2(18HA8)
6ème 7ème	3.25	4.87	7.31	11.1	0.32	2(18HA8)

Tableau V.18 : Choix des barres d'aciers

- ✓ **Sens longitudinale X et Y : Voile 3 (VL3 : L=2.26 m ; a = 15cm)**

Niveau	L (m)	σ_2 (MPa)	σ_1 (Mpa)	Lt (m)	Ft (KN)	A_{cal} (cm²)
RDC 1ére	2.26	40.220	-31.780	0.559	165	25
2ème 3ème	2.26	25.133	-19.667	0.561	105	15.7
4ème 5ème	2.26	16.420	-10.780	0.604	73.8	11.0
6ème 7ème	2.26	16.420	-10.780	0.604	73.8	11.0

Tableau V.19 : Ferraillage verticale du voile 3

SPC : Section Partiellement Comprimée.

Niveau	L (m)	A_{min} CBA *(cm²)*	$A_{.min}$ RPA *(cm²)*	0.20% B *(cm²)*	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi *(cm²)*
RDC 1ére	2.26	3.39	5.08	6.68	0.225	2(12HA12)
2ème 3ème	2.26	3.39	5.08	6.68	0.225	2(12HA10)
4ème 5ème	2.26	3.39	5.08	6.68	0.225	2(12HA8)
6ème 7ème	2.26	3.39	5.08	6.68	0.225	2(12HA8)

Tableau V.20 : Choix des barres d'aciers

✓ Espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \leq \begin{cases} 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$

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)

✓ Les armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

V.5.4 Les armatures horizontales:

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

✓ Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\overline{V}}{b_0\, d}$ avec: $\overline{V} = 1.4 * V_u$

b_o : épaisseur du voile.
d : hauteur utile =0,9h.
h : hauteur totale de la section brute.

Sens	L *(m)*	Vu *(kN)*	$\overline{V}$ *(KN)*	Sit	τ_b *(MPa)*	$\overline{\tau_b}$*RPA (MPa)*	$\tau_b \leq [\tau_b]$
XetY	3.70	543	760.2	ACC	1.74	5	Oui
XetY	3.25	411	575.4	ACC	1.32	5	Oui
XetY	2.26	371	519.4	ACC	1.2	5	Oui

Tableau V.21 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 Calcul des fondations :

VI.1.1 généralités :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage, 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).

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

VI.1.2 Reconnaissance des lieux et du sol:

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

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_s = **1,5 bars** et **2 m** d'encrage.

VI.1.3 Choix du Type de fondation :

A. Semelle isolée :

On se base pour déterminer la section des semelles isolées sur le rapport

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte admissible du sol .

N^{max} : charge supportée par la fondation la plus sollicitée.

S : surface de la semelle.

A = b = 60 *cm*

Donc : $S = B \times B \geq \frac{N_{ser\,Max}}{\sigma_{Sol}} \qquad \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser\,Max}}{\sigma_{Sol}}}$

Les résultats des efforts normaux N_{max} appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : section des semelles isolées.

N_{ser}^{max} *(kN)*	$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$	B=$S^{1/2}$ *(m)*	B Choisie *(m)*
1134	7.52	2.75	3

✓ **Conclusion :**

D'après le tableau on remarque qu'il y a un problème d'interférence des semelles isolées, on opte en deuxième lieu pour des semelles filantes.

B. Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même fille de portique.
On trouve les résultats des dimensions des semelles filantes les plus sollicités dans le tableau suivante

Langur de la semelle *(m)*	N_{max} *(kN)*	$S \geq \frac{N^{max}}{\sigma_{sol}}$	B*(m)*	B_{choisi} *(m)*
24.48	5960.07	40	06.32	06.50

Tableau VI.2 : Section des semelles filantes.

✓ **Conclusion:**

D'ou il y a un problème d'interférence des semelles filantes, on opte en troisième lieu pour un radier général

C. Radier général :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.
Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

Tableau VI.3 : Efforts normaux appliqués sur le radier.

N_{max} (kN)	35755.50

VI.1.4 Prédimensionnement du radier général :

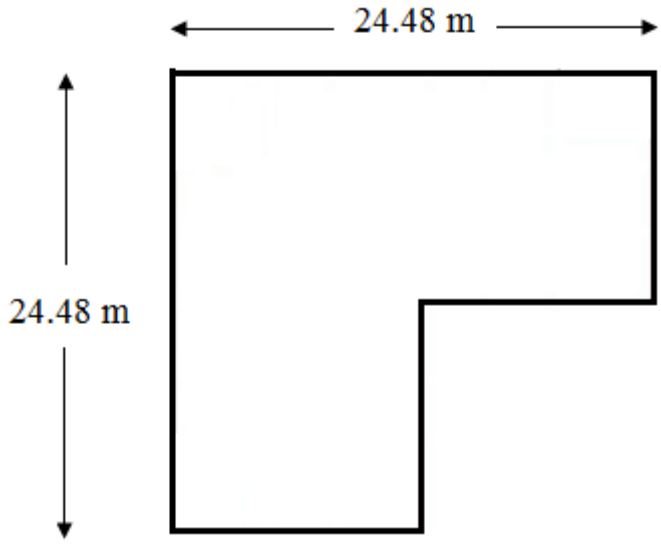


Figure VI.1 Vue en plan de la surface du bâtiment

-LA SURFACE DU BATIMENT = 457.01 *(m^2)*

- **Détermination de la surface nécessaire :**

$$S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{35755.50}{150} = 238.37 m^2$$

D' où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.
La surface occupée par l'ouvrage = 457.01 m^2 > $S_{nec.}$
Débord de 100 cm pour chaque coté.
La section totale du radier est de : = 546.35 *(m^2)*

1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier

a) Condition forfaitaire:

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{}{20} = \frac{440}{20} = 22.00$$

On adopte : h=25*cm*
Avec:
L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

b) Condition de cisaillement:

-on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \le \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17 MPa$$

$$T_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L'effort normal ultime revenant au radier est : N_u= 48950.6 (KN)

La surface totale du radier est S = 546.35 (m^2)

L_{max}= 4.40 *m ;* b=1*m*

Donc : $T_u = \frac{48950.6}{546.35} \times \frac{4.4}{2} = 197.11$ *KN/m*

et $\geq \frac{}{\bar{\tau}_u} = 0.230m$ Donc : $h \geq \frac{}{} = 0.255m$

✓ **Conclusion:**

Nous prenons h = 30 cm avec un enrobage e = 3 cm.

2. DIMENSIONNEMENT DE NERVURE (Hauteur de la nervure) :

a) Condition de forfaitaire:

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44cm$$

On opte pour h= 45 cm

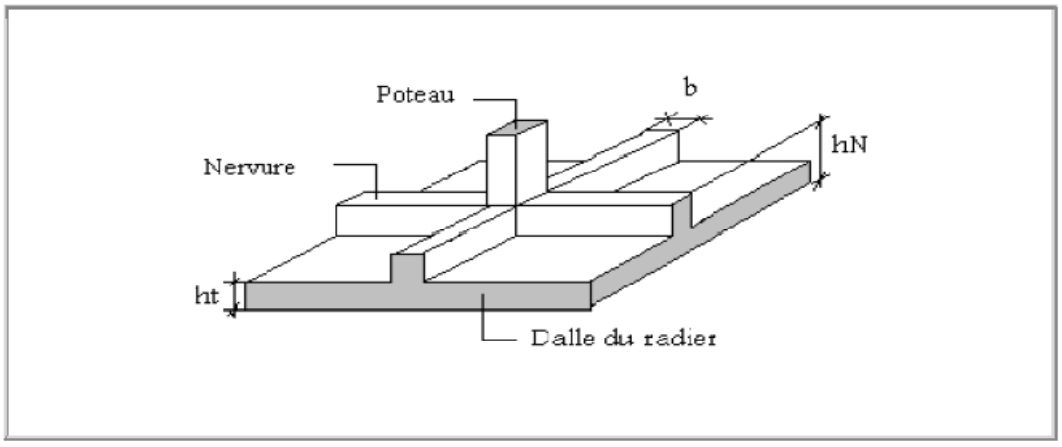


Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

b) Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ ……..(*)}$$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

E: Module de Young (E=32164,20MPa).

K: Coefficient de raideur du sol (5.00N/cm $^2 \leq K \leq 120$ N/cm^2).

On pourra par exemple adopter pour *K* les valeurs suivantes:

- K = 5 [N/cm^2] ⟶ Pour un très mauvais sol.
- K = 40 [N/cm^2] ⟶ Pour un sol moyen (contraintes admissible 2 bars).
- K = 120 [N/cm^2] ⟶ Pour un très bon sol

I: Inertie de la section transversale $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de *h*:

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{48 \, . \quad . K}{\pi^4 \, . E}} = 61.28$$

✓ **Conclusion:**

Nous prenons : h = 65 *cm* ; b=50 *cm*

➢ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier h=30*cm*
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h = 65cm \\ b = 50cm \end{cases}$

VI.1.5 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Le centre de gravité :

La surface totale du radier est S= 546.35 (m^2) Les longueurs maximales dans les deux directions sont $L_{x\,max}$=24.48*(m)* ; $L_{y\,max}$=24.48 *(m)*

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$= \frac{\Sigma \quad .}{\Sigma} \qquad \rightarrow \qquad = 10.27$$
$$= \frac{\Sigma \quad .}{\Sigma} \qquad \qquad = 10.27$$

b. Les moments d'inertie :

Les moments d'inerties du radier par rapport à son centre de gravité sont :

$$= \quad - \qquad \rightarrow \qquad = 71662.41$$
$$= \quad - \qquad \qquad = 36090.88$$

VI.1.6 Vérifications nécessaires :

1. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} \succ 1{,}5\right)$

Avec:

M_s: Moment stabilisant sous l'effet du poids de l'ouvrage.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

Remarque :

le radier a une forme symétrique donc, il soufie de vérifier la stabilité du radier selon l'un des deux sens x-x) ou (y-y)

- Sens x-x:

$$M_R = \sum \quad . \quad = \quad 50654.04 \text{KN.m}$$

et: $M_s = N.\ X_G$

Avec: $N = N_1 + N_2$

N_1: Poids de la superstructure.

N_2: Poids propre du radier.

X_G: le centre de gravité du radier general

Donc :

$N_1 = N_G + N_Q = 48950.6 KN$

$N_2 = \rho_b.S.h = 25 \text{x } 546.35 \text{ x } 0.30 = 4\,097.625 KN$

Donc: $N = 53\,048.22\ kN$

$M_s = N.\ X_G = 544\,805.27\ kN.m$

$$\frac{M_s}{M_R}=\frac{417\,262.28}{50654.04}=10.75\succ 1,5\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Vérifiée}$$

✓ ***Conclusion*:**

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur à *1.5*, donc notre structure est stable dans les deux sens.

2. Vérification des contraintes dans le sol :

a. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser}=\frac{N_{ser}}{S_{rad}}=\frac{53\,048.22}{546.35}=97.06\,kN/m^2$$

$$\sigma_{ser}=97.6kN/m^2\prec\sigma_{sol}=150\,kN/m^2\ldots\ldots\ldots\ldots\textit{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2}=\frac{N}{S}\pm\frac{M_r\times V_{\max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

M_r est le moment de renversement (M_r = 50654.04 kN.m).

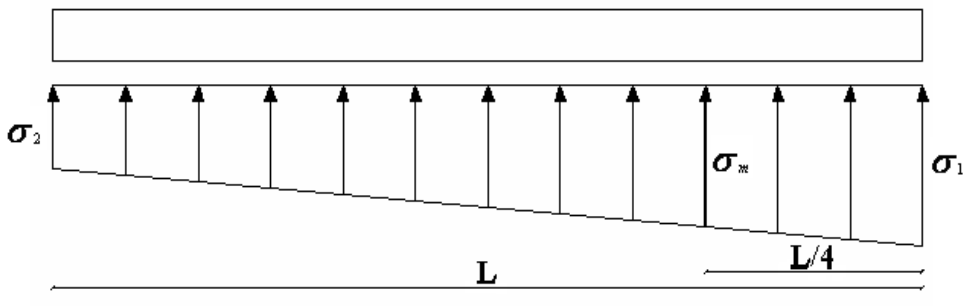


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier

On vérifie que:

σ_1: Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)=\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

- **ELU:**

$N_u=1.35N_G+1.5N_Q= 48950.6\ kN$

$\sigma_{sol}=150kN/m^2$

$1{,}33\ \sigma_{sol}=199.50\ kN/m^2$

	σ_1 (kN/m²)	σ_2 (kN/m²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m²)
Sens x-x	**104**	**75.18**	**72.75**
Sens y-y	**96.85**	**82.33**	**93.22**
Vérification	$\sigma_1^{max}<1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)\prec 1{,}33\sigma_{sol}$

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU

- **ELS:**

$N_{ser}=N_G+N_Q = 35755.506\ KN$

$\sigma_{sol}=150kN/m^2$

$1{,}33\ \sigma_{sol}=199.50\ kN/m^2$

	σ_1 (kN/m²)	σ_2 (kN/m²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m²)
Sens x-x	80	51	103.84
Sens y-y	72.7	58.2	69.07
Vérification	$\sigma_1^{max}<1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)\prec 1{,}33\sigma_{sol}$

Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

- ✓ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

C. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

C.1. ELU:

$$\sigma_u = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 93.22kN/m^2$$

C.2. ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 103.84kN/m^2$$

2. Verification aux sous pressions:

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$W \geq Fs \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S$

Avec :

-$W = 34658.9t$: poids total du bâtiment.

-$Fs=1.5$: Coefficient de sécurité.

-$\gamma_w = 10(KN/m^3)$: poids volumique de l'eau.

-Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1.5 *m*).

- S=546.35 (m^2) : surface du radier.

Donc :

$Fs \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S = 12\,292.87\ t < 34658.9t$.

✓ Alors cette Condition est vérifiée**.**

VI.1.7 Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme Une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, La fissuration est considérée préjudiciable, pour cela on utilise la méthode des lignes de rupture.

a. Ferraillage de la dalle du radier :

Par ce que les panneaux n'ayent pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

a.1) Détermination des efforts:

Ona: $L_x = 4.4\ m$; $L_y = 4.2\ m$

$= — = \frac{\cdot}{\cdot} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$

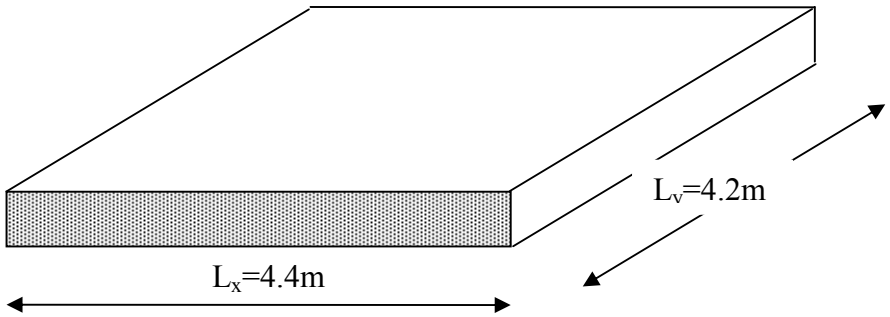


Figure VI.4 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

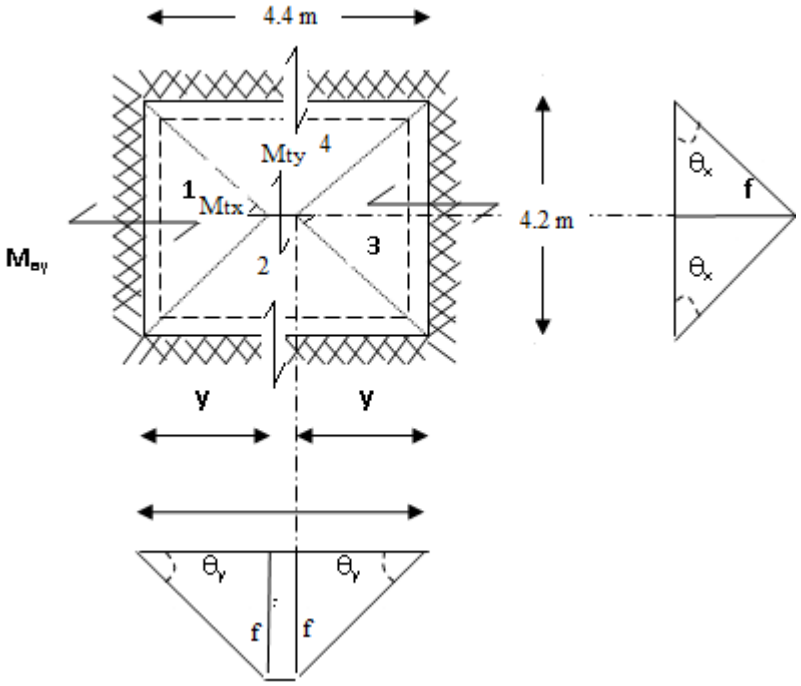


Figure VI.5 : Les lignes de ruptures dans le panneau.

-Travail externe :

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

Avec : $T^2_{ext}= T^4_{ext}$; $T^1_{ext}= T^3_{ext}$

$$T^1_{ext} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right).$$

$$T^2_{ext} = 2\,'' + 2\,' = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Donc : $T_{ext} = q.f.(9.24 - 1{,}4.y)$

-Travail interne :

$M_{tx} = M_{ty} = M.$

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5M$

$$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}.$$

Avec : $T^1_{int} = T^3_{int}$ et : $T^2_{int} = T^4_{int}$

$$T^1_{int} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}.$$

$$T^2_{int} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f.$$

Avec : $L_x = 4.2$ m ; $L_y = 4.4$ m

Donc : $$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)f$$

$$\Rightarrow T_{int} = M.\left(\frac{12.6}{y} + 6.28\right)f$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow M = 0.52\,q$$

a.2) Valeur de la pression sous radier:

- ELU:

$$q_u = \sigma^u_m.1m = 93.22kN/m$$

- ELS:

$$q_{ser} = \sigma^{ser}_m.1m = 103.84kN/m$$

a.3) Calcul des moments:

-ELU:

$$M_t = 0.52\text{x } q_u = 0.52 \times (93.22) = 48.47\ (\text{KN.m})$$

$$M_a = 0.5\text{ x } M_t = 0.5 \times 48.47 = 24.23\ (\text{KN.m})$$

-ELS:

$$M_t = 0.52\text{x } q_{ser} = 0.52 \times (103.84) = 54\ (\text{KN.m})$$

$$M_a = 0{,}5\text{ x } M_t = 0{,}5 \times 54 = 27\ (\text{KN.m})$$

a.4) Calcul du ferraillage:

b = 100*cm* ; h=30*cm* ; e (enrobage) = *3cm;* f_e=400*MPa* ; f_{c28}=25*MPa*

$= h - \quad - \frac{\emptyset}{} = 26.3$*(cm),* $\quad = \quad - \frac{\emptyset \quad \emptyset}{} = 24.9$*(cm),*

Tableau VI.6 : ferraillage des panneaux.

Sens	position	M_u (kN.m)	A_{min} (cm²)	A_{cal} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	Esp (cm)
Sens x-x	En travée	48.47	3	5.28	5 HA14 =7.69	25
	Sur appuis	24.23	3	2.61	5 HA12= 5.65	22
Sens y-y	En travée	48.47	3	5.28	5 HA14 =7.69	25
	Sur appuis	24.23	3	2.61	5 HA12= 5.65	25

a.6) Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité: [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 03(cm^2)$

- En travées :

A= 7.69 *(cm²)* > 03.00 (*cm²*)…… *(c.v)*

- Aux appuis:

A= 5.65 (cm^2) > 03 (cm^2)…… *(c.v)*

2. Vérification de l'espacement:

-En travées :

$$S_t = 20\ \text{cm} < \text{Min}[3h = 150\text{cm} ; 33\ \text{cm}] = 33\ \text{cm} \ldots\ldots \quad \textit{(c.v)}.$$

- Aux appuis:

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}[3h = 150\text{cm} ; 33\ \text{cm}] = 33\ \text{cm} \ldots\ldots \quad \textit{(c.v)}.$$

3. Vérification de l'effort tranchant:

- Suivant L_x: $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_o \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \dfrac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 130.5\text{KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{130.5 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.48\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1{,}16\ \text{MPa} \ldots\ldots \textit{(c.v)}.$$

- Suivant L_y: $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_o \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1{,}16\text{MPa}$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 130.5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{130.5 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.48\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\ \text{MPa} \ldots\ldots \text{(c.v)}.$$

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_s \le \overline{\sigma_s} = \min((2/3) * \text{fe} ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 202\ MPa$

Sens	position	M_{ser} *(kN.m)*	A_s *(cm^2)*	σ_s *(Mpa)*	σ_b *(Mpa)*	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sens x-x	En travée	54	7.69	189.33	6.40	Oui	Oui
	Sur appuis	17	5.65	59.6	2.15	Oui	Oui
Sens y-y	En travée	54	7.69	189.33	6.40	Oui	Oui
	Sur appuis	17	5.65	59.6	2.15	Oui	Oui

Tableau VI.7 : vérification des contraintes de L'ELS.

b. Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

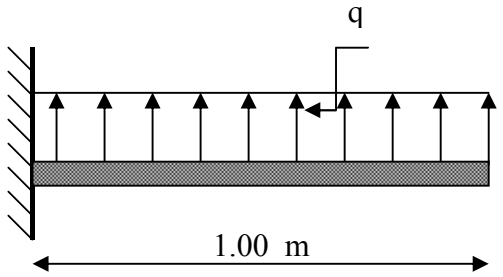


Figure VI.6 : Schéma statique du débord

b.1 .Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : q_u = 93.22 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.
E.L.S : q_{ser} = 103.84 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.

b.2-.Calcul des efforts :

- E.L.U :

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 46.61 \text{ kN.m}$$

$$T_u = q_u .L = 93.22 \text{ kN}$$

- E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 51.92\ kN.m$$

b.3.Ferraillage :

b.3.1. armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour 1m de largeur.
Avec : M_u= 46.61 KN.m , b = 100 *cm*, h = 30 *cm*, d= 27 *cm*

Donc : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0{,}046 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = 5.28cm^2$

-On adopte A_s= **5HA14 = 07.69 *cm²*** (le même ferraillage que la dalle du radier).

Avec un espacement : esp = **20 *cm*** .

b.3.2.Armature de répartition :

$$\frac{A_S}{4} \le A_r \le \frac{A_S}{2} \quad \Rightarrow \quad 1.92\ cm^2 \le A_r \le 3.84\ cm^2$$

$A_r = 2.51\ cm^2 = 5HA12; esp = 20cm.$

b.4. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_S = 5.65cm^2 > A_S^{Min} = \frac{B}{1000} = 3.00\ cm^2 \text{.....(C.V).}$$

2. Vérification de l'espacement:

- **Armatures longitudinales:**

$$S_t = 20cm < Min[3h = 90cm ; 33\ cm] = 33\ cm \text{ ..... (c.v).}$$

- **Armatures de répartitions**:

$$S_t = 20cm < Min[4h = 120cm ; 45\ cm] = 45\ cm \text{ ..... (c.v).}$$

3. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.34MPa \leq \tau_{adm} = \min(0{,}1f_{c28}, 4\ MPa) = 2.5\ MPa$.... (C.V).

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS:

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min((2/3) * fe\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 202\ MPa$

Tableau VI.8 Vérification des contraintes de L'ELS

M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc}*(MPa)*	σ_s*(MPa)*	Vérification
51.92	7.69	6.82	57548.07	6.15	182.04	OK

C. Ferraillage des nervures:

C.1. Calcul des efforts :

La poutre la plus chargée est celle intermédiaire :

- Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode de CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

- Conditions d'application:

-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0.8 " et " 1.25 "…… **(c.n.v)**

- La fissuration doit être peu nuisible……. **(c .v)**

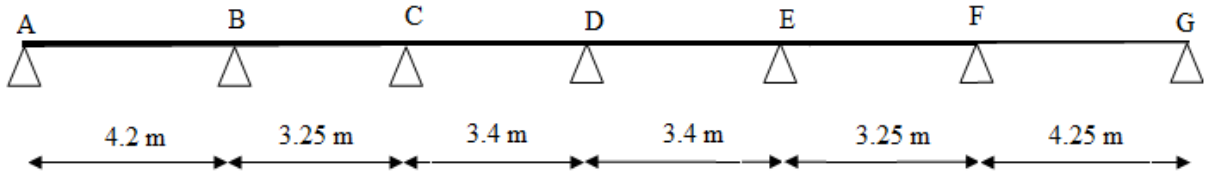


Figure VI.7 : poutre continue

1) ELU :

Tableau VI.9 : valeurs des efforts à L'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	131.55	114.28	8.23	26.31	97.52	-88.92
B-C	123.08	58.25	121.43	8.23	58.39	-128.05
C-D	134.70	10.60	126.78	121.43	91.65	-94.79
D-E	134.70	10.60	121.43	126.78	94.79	-91.65
E-F	123.08	1.65	121.43	121.43	93.22	-93.22
F-G	134.70	60.52	26.94	121.43	115.45	-70.99

2) ELS **Tableau VI.10 :** valeurs des efforts à L'ELS.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*
A-B	146.54	127.77	8.23	29.31
B-C	137.10	65.35	135.27	8.23
C-D	150.05	11.80	141.22	135.27
D-E	150.05	11.80	135.27	141.22
E-F	137.10	1.83	135.27	135.27
F-G	150.05	67.41	30.01	135.27

C.2. Calcul du ferraillage

- en travée :

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

- sur appuis :

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b_0×h)

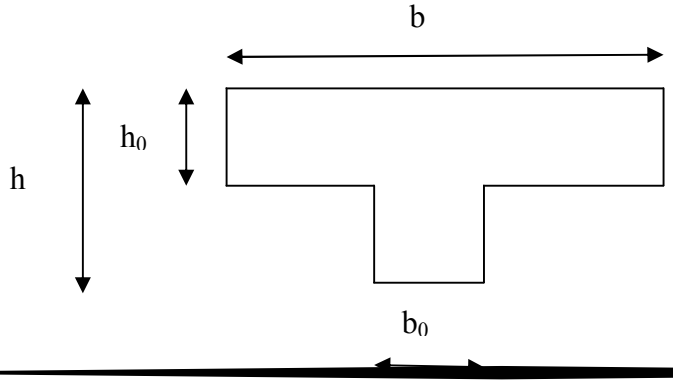


Figure VI.8 : la forme de la nervure du radier

Tableau VI.11 : calcul le ferraillage

	M_u *(KNm)*	M	A_s^{cal} *(cm^2)*	A' *(cm^2)*	A_s^{min} *RPA (cm^2)*	A_s^{adop} *(cm^2)*
Travée	114.28	0.02	5.35	0	16.25	6HA20=18.84
Appuis	126.78	0.023	5.95	0	16.25	8HA20=25.13

C.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

En travées : A=18.84 (cm^2) > 3.25 (cm^2)…… **(c.v)**
Aux appuis: A=25.13 (cm^2) > 3.25 (cm^2)…… **(c.v)**

2. Contrainte tangentielle

On doit vérifier:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5\text{MPa}\ ; 4\text{MPa}\right] = 2{,}50\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{198.22x10^3}{500x620} = 0.63\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}50\ \text{MPa}$$

3. Vérification des contraintes normale à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

	M_{ser} *(kNm)*	A_s *(cm^2)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*Vérification*
Travée	127.77	18.84	4.35	*15*	*123.63*	202	*OK*
Appuis	141.22	25.13	*4.81*	*15*	*136.62*	202	*OK*

Tableau VI.12 : vérification des contraintes de L'ELS

C.4. Détermination des armatures transversales

✓ **D'après CBA 93**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\ ;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

✓ **Selon le RPA 99V2003**

$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) & \text{zone nodale} \\ S_t \le \dfrac{h}{2} & \text{zone courante} \end{cases}$$

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u *(Mpa)*	S_t *(cm)*	A_t *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC) *(cm)*	At *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC) *(cm)*	$A_{t\ choisie}$ *(cm^2)*
50x70	1.58	40	3.40	18.75	37.5	3.6	15	30	6HA10= 4.71

Tableau VI.13 : calcul des armatures transversales.

C.5- Calcul des armatures de peau:

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leurs section est d'au moins 3 cm^2/ml de parement.

$A_P = 3\left(cm^2/m\right) \times 0,75 = 2,25cm^2$

Par paroi on prend :

$2T14 = 3,08cm^2$ (Fissuration préjudiciable)

C.6.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

1- $\dfrac{h}{L} = \dfrac{0,75}{6,4} = 0,11 \ge \dfrac{1}{16} = 0,0625$ …… **(c.v)**

2- $\dfrac{h}{L} = 0,11 \ge \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0} = 0,033$ …….. .. **(c.v)**

3- $\dfrac{A}{b_0.d} = \dfrac{18.84}{50 \times 69} = 0,0035 \le \dfrac{2}{f_e} = 0.005$ …….. **(c.v)**

VI.6- Les longrines :

A- Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

B- 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) cm². . . . . **[1]**

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm².

C- 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 à la base du poteau le plus sollicité.

α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

(Dans notre cas α = 10)

D- Ferraillage :

a) A l'état limite ultime :

b) Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s} \qquad \textbf{[1]}$$

On à: $N_u = 1487$ KN

Alors: $A_u \geq \frac{1487.10^3}{348 \times 10} = 4.27\,cm^2$

b) condition de non fragilité : [2]

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: $A \geq \frac{(30 \times 30) \times 2.1}{400} = 4.72 cm^2$

c) Etat limite de service : [2]

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202 \text{MPa}$$

$N_{ser} = 1134$ kN

Alors: $A_{ser} \geq \frac{1134.10^3}{10 \times 202} = 5.61 \text{ cm}^2$

d) Section minimale donnée par le RPA 99 (Art 10.1.1)

$$A_r \geq 0.6\,\% \text{ B}$$

Alors: $A_r \geq 0.6\,\% \times (30\text{X}30) \Rightarrow A_r = 5.4 \text{ cm}^2$

e) Résultats :

$$A = \max[A_u , A_{min} , A_{ser} , A_r] = 5.61 \text{ cm}^2$$

On adopte A = 6 T 12 = 6.78 cm²

f) Espacement :

$$S_t = \min\left[20 \text{ cm} ; 15\phi_l\right] = \min\left[20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}\right]$$

On adopte **S_t = 15 cm.**

g) Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8$ mm

Aux appuis: $\tau_u = \frac{0.01 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.00007 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$ (c.v)

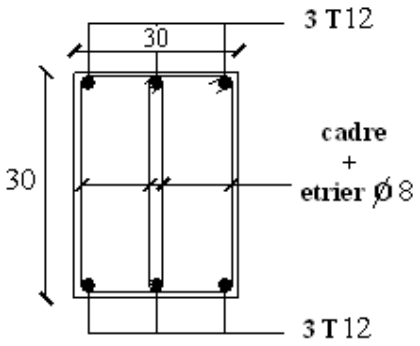


Figure VI.8 : Ferraillage de la longrine

BIBLIOGRAPHIE

➢ Documents réglementaires :

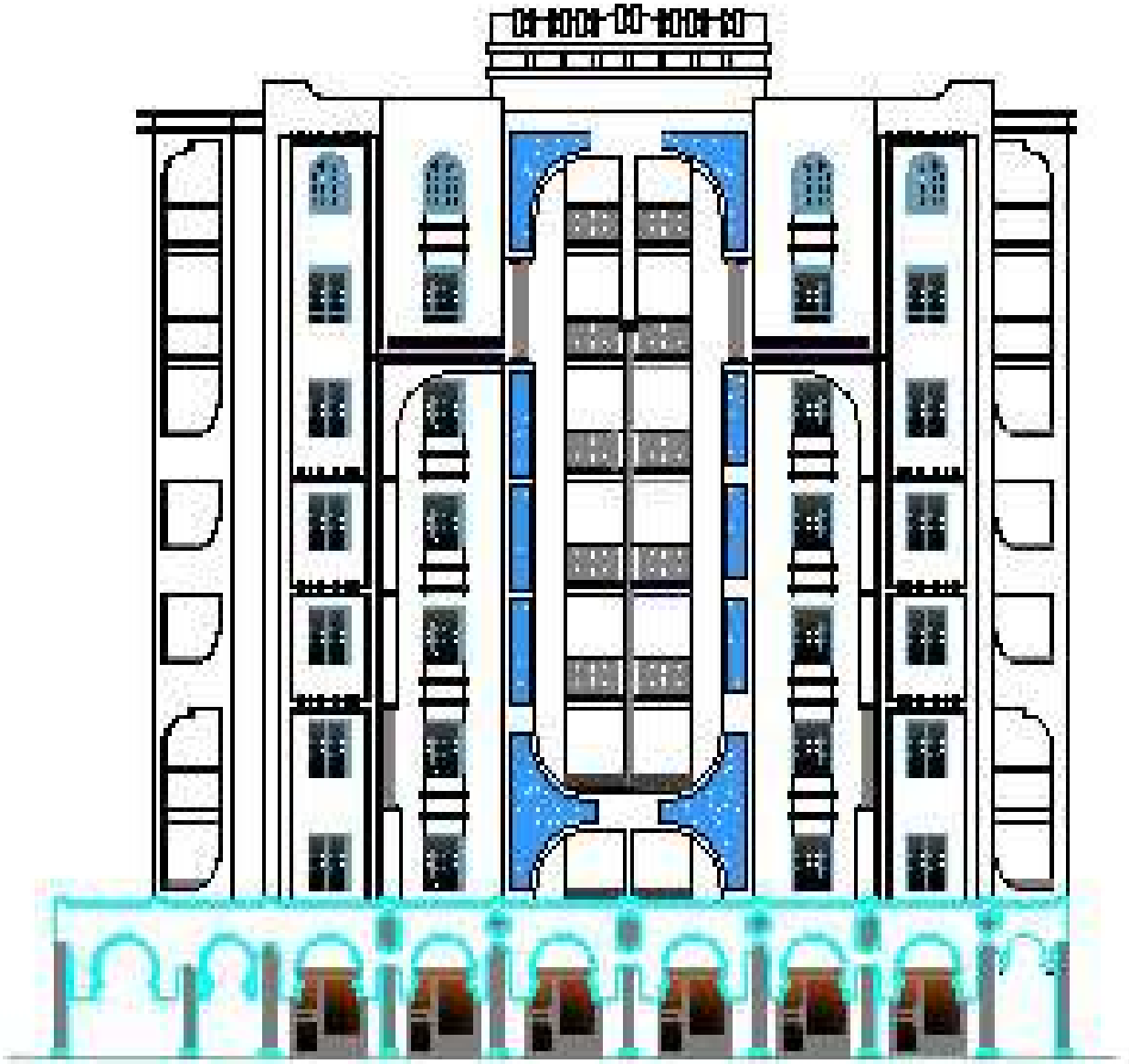
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé *C.B.A.93*.
- Règles Parasismiques Algériennes *RPA99 version 2003*.
- Charges permanentes et charges d'exploitation *DTR B.C.2.2*.

➢ Manuels techniques :

- Cours de béton armé. Olivier Gagliardini.
- Le projet de béton armé .Henry Thonier.
- Conception et calcul des structures de bâtiment. tome 2 Henry Thonier.
- Conception et calcul des structures de bâtiment .tome 4 Henry Thonier.
- Calcul dynamique des structures en zone sismique. Alain Capra.
- Dynamics of structures. Joseph Penzien.
- Cours de mécanique des sols. Tome 2 M. CALLAUD.
- Resistance des matériaux de base .Nourdine Bourahla.
- Constructeur Bâtiment. Tome 2 H.Renaud.

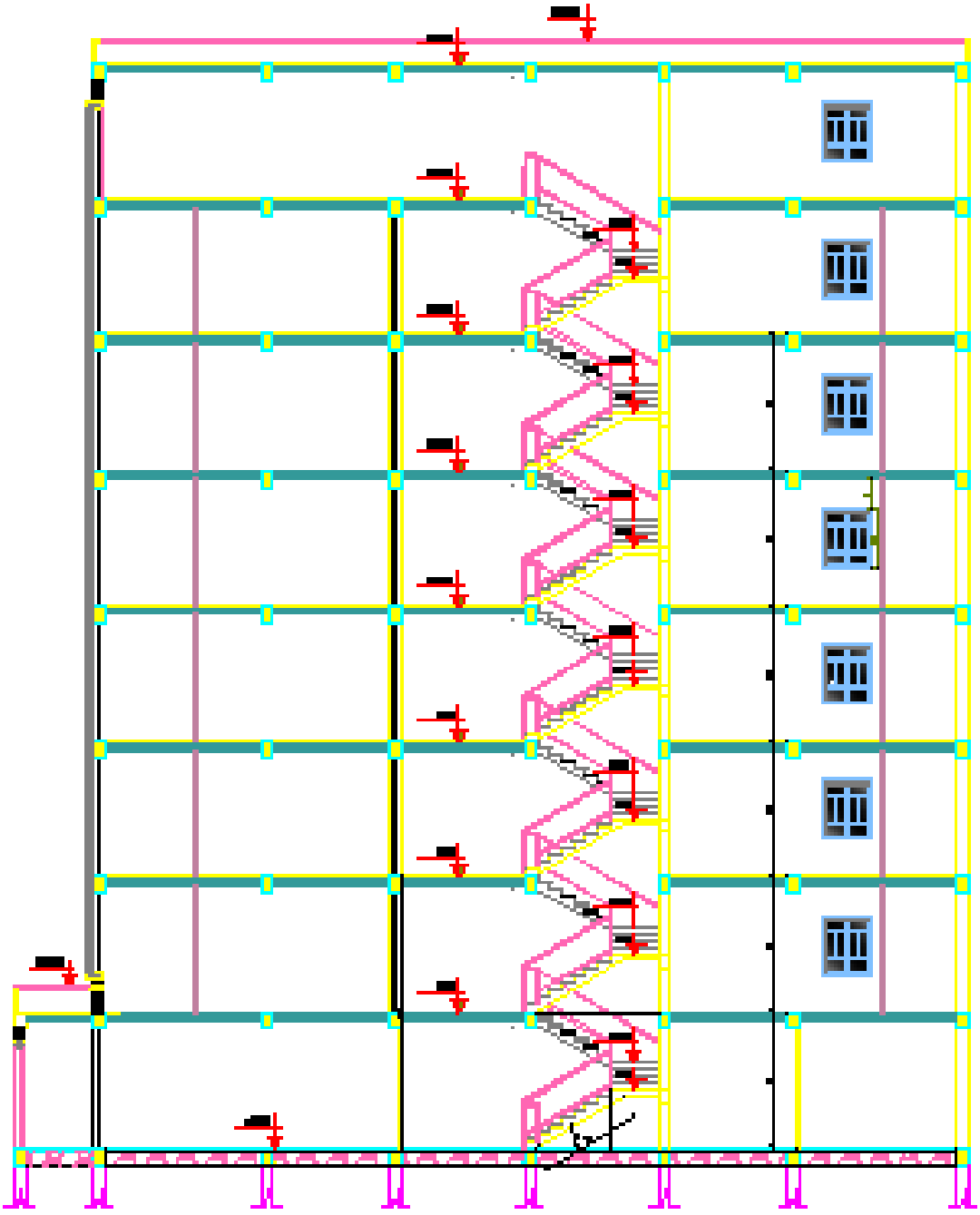
➢ Les logiciels

- Auto CAD 2009.
- ROBOT BAT version23.0
- applications socotec.
- Robot Expert BA.
- SAP 2000 version 11.



FACADE PRINCIPALE

COUPE A.A



VUE EN PLAN ETAGE COURANT



VUE EN PLAN TERRASSE

