



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE BOUIRA



FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE PREPARE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION
Structures

THEME

**Conception et Etude d'un bâtiment en
(R+5) à usage multiple contreventé par
des voiles en béton armé**

Présenté par : KHELLADI Hakim

DJERBI Kheloufi

Devant le jury:

Président : M^r DJOUABI Hamza.

Rapporteur : Mme ROUABEH Aicha

Examineurs : Mme BOUMAIZA Malika.

Mme AIT AHMED Fatiha

2015/2016



Dédicaces



Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère Mère et à mon cher Père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.

A mes frères : Mouhammed , abd el aziz ,

A mes fils : yakoub et badr eddine

A mes chères tantes et mes oncles .

A tout mes neveux et nièces sans exception.

A toute ma famille sans exception : Khelladi .

Je remercie mon amie et binôme djerbi kheloufi qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tout mes Amis qui m'ont soutenu .

A toute la promotion de G.C 2016 .

KH. HAKIM





Dédicaces



Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère Mère et à mon cher Père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.

A mes frères : Mourad , Samir , Hamza , abd allah , Mouhammed et Yasser .

A mes soeurs : Ahlam , Marwa , Rima.

A mes chères tantes et mes oncles .

A tout mes neveux et nièces sans exception.

A toute ma famille sans exception : Djerbi .

*Je remercie mon amie et binôme **khelladi hakim** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A tout mes Amis qui m'ont soutenu .

A toute la promotion de G.C 2016 .

DJ .KHELOUFI





Remerciement



Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mme .Rouabeh-A pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

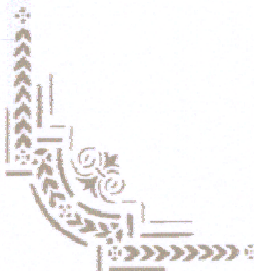
Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

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

Encore des remerciements au l'ingénieur Boussiga AEK, pour de multiples raisons : son accueil au BET castel technical et sa sympathie, puis sa disponibilité malgré l'importance de ses responsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à ses côtés.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Djerbi et Khelladi





Résumé

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي + خمسة طوابق) متعدد الاستعمال و المقرر بناؤها بفوكة (تيبازة) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية (III) .

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

❖ القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.

❖ قواعد الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل

باستعمال برنامج « ETAPS 9.7.4 »

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à l'étude d'une structure (RDC+5étages) en béton armée à usage multiple qui sera implantée à Fouka (Tipaza), cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par unsystème portique contreventé par des voiles.

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur laméthode des éléments finis moyen du logiciel « ETAPS 9.7.4 »

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

Abstract:

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (ground+5stories), with habitation use and that will be implanted in Fouka(Tipaza), and this region is classified in the zone of high seismicity (III).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads isinsured by a frame system with shear walls .

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements weredone according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finiteelements method) using the program « ETAPS 9.7.4 »

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

Table des matières

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. introduction :	1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:	1
I.2.1. Dimensions en élévation :	1
I.2.2. Dimension en plan :	1
I.2.3. Données architecturales :	2
I.2.4. régularité géométrique de la structure :	4
I.2.5. Système de contreventement:	4
I.2.6. Structure :	5
I.3. Caractéristiques des matériaux :	6
I.3.1. Béton:	6
I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton :	6
1. Résistance à la compression « f_{cj} »:	6
2. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :	7
3. Le Module de déformation transversale « G »:	8
4. Module de déformation longitudinale « E » :	8
5. Contraintes limites :	9
I.3.2. L'acier :	11
2.1. Types d'acier :	11
2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :	11
2.3. Contraintes limites :	12

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :	13
II.2. Pré dimensionnement des planchers :	13
II.2.1. Plancher à corps creux :	13
II.2.2. Les dalles pleines:	14
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :	15
II.3.1. Maçonnerie :	15
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :	15
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :	16
II.3.2. Plancher terrasse :	17
II.3.3. Plancher étage courant :	18
II.3.4.Dalle pleine :	19
II .3.4.a. Balcons de la terrasse :	19
II.3.4.b. Balcons de l'étage :	20
II.4. Pré dimensionnement des poutres:	21
II.4.1. Les poutres principales:	21
II.4.2. Les poutres secondaires:	22
II.4.3. vérification de la flèche :	22
II.4.4. Conclusion :	23
II.5. pré dimensionnement des poteaux :	24
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :	24
II.5.2. calcul B_r :	25
II.5.3. la surface reprise par le poteau :	26
II.5.4. Descente des charges:	26
II.5.5. Vérification selon le RPA99v2003 :	28
II.5.6. Vérification des sollicitations normales :	28
II.5.7. Vérification aux zones nodales :	29
II.6. pré dimensionnement des voiles:	29

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :	31
III.1.1.Introduction :	31
III.1.2. Principe de calcul:	31
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:	32
III.1.4. Détermination des efforts:	32
III.1.5. Calcul de ferrailage:	32
III.1.5.a .Etat Limite Ultime:	33
III.1.3.b. Vérification à l'état limite de service:	35
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:	38
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:	38
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:	38
III.2. Planchersà corps creux :	40
III.2.1.La dalle de compression:	40
III.2.2. Calcul des poutrelles:	41
a. Calcul avant coulage:	42
b. Après coulage :	46
III.2.3. Calcul des charges et surcharges :	50
III.2.4.Sollicitations de calcul :	50
III.2.5.Récapitulations :	57
III.2.6.Ferrailage des poutrelles :	58
a. Calcul des armatures longitudinales:	58
b. Calcul des armatures transversales:	62
III.2.7.Vérifications:	62
a) vérification de l'effort tranchant :	62
b)vérification au voisinage de l'appui:	63
c)vérification de la compression dans la bielle de béton :	63
d)vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:	63
e)vérification de la flèche:	63
III.3. Calcul des dalles:	66
III.3.1. Introduction:	66
III.3.2. les charges :	66
III.3.2.a. évaluation des charges :	66
III.3.2.b. Calcul des sollicitations :	66
III.3.3. Calcul de ferrailage de la dalle pleine:	69
III.3.3. a. armatures principales.....	69
III.3.3. b. armatures de répartition.....	69
III.3.8. Vérifications:	70
a. Vérification de l'espacement entre les aciers:	70
b. Vérification de l'effort tranchant:	70
c. Vérification des contraintes à l'état limite de service:	71
d. Vérification de la flèche :	72
III.4.Calcul des escaliers:	73
III.4.1. Introduction:	73
III.4.2.Terminologie:	73
III.4.3. Dimensionnement:	74
III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :	76
A. Charges permanentes:	76
B. Surcharge d'exploitation:	76
III.4.5. Détermination des sollicitations:	77

III.4.6. Détermination des efforts:	77
a. Etat Limite Ultime :	77
b. Etat Limite de service:	78
c. Récapitulation :	80
III.4.7. Calcul du ferrailage:	80
a. Armature de répartition:	81
b. Condition d'espacement:	82
c. Vérification de l'effort tranchant:	82
d. Vérification à l'Etat Limite de Service:	82
e. Vérification de la flèche:	83
III.5. Calcul de la poutre palière:	85
III.5.1. Pré dimensionnement:	85
III.5.2. Charges revenants à la poutre:	85
III.5.3. Calcul des efforts:	85
III.5.4. Ferrailage de la poutre palière:	86
III.5.5. Vérifications:	88
a. Vérification à ELS :	88
b. RPA 99 Version 2003:	88
c. Vérification de l'effort tranchant:	89
d. Armatures transversales:	89
e. Vérification de la flèche:	90

Chapitre IV: Etude sismique

IV.1.Introduction :	92
IV.2. l'étude dynamique :	92
IV.2.1. objectif de l'étude dynamique :	92
IV.2.2. modélisation mathématique :	92
IV.2.3. modélisation de la structure étudiée :	92
A. Présentation de logiciel de calcul :	93
B. Les principales étapes de modélisation :	93
C. La disposition des voiles :	95
IV.2.4. caractéristiques géométriques de la structure :	96
IV.2.4.1. centre de masse :	96
IV.2.4.2. centre de torsion :	96
IV.2.4.3. Excentricité :	97
IV.2.5. mode de vibration et participation massique :	98
IV.3. l'étude sismique :	102
IV.3.1.Choix de la méthode de calcul :	102
IV.3.1.1.Introduction :	102
IV.3.1.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	102
IV.3.1.3. Méthode dynamique modale spectrale :	103
IV.3.2. calcul de l'effort tranchant a la base :	106
IV.3.3. combinaison des réponses modales :	108
IV.3.4.Vérification de la condition de combinaison des réponses modales:	109
IV.3.5.vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :	109
IV.3.6. distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	111
IV.3.7.Vérification de la stabilité au renversement :	114
IV.3.7.1.Moment de renversement :	114
IV.3.7.2.Moment stabilisant :	115
IV.3.8.Vérification des déplacements :	116

IV.3.9.Vérification de l'effort normal réduit :	117
IV.3.10.Vérification vis à vis de l'effet P- Δ :	118
IV.5.Conclusion général :	119

Chapitre V:Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction :	120
V.2.Ferraillage des poutres :	120
V.2.1.Introduction :	120
V.2.2. Recommandation du RPA99 :	121
V.2.2.a. Armatures longitudinales :	121
V.2.2.b. Armatures transversales :	121
V.2.3. Les efforts:	122
V.2.4.Calcul des armatures longitudinales:	122
V.2.4.1.étapes de calcul des armatures longitudinales:	122
V.2.5. calcul des armatures transversales :	126
V.2.6. Vérification à l'E.L.U:	128
❖ Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :	128
❖ Vérification de la condition de non fragilité :	130
❖ Etat limite d'ouverture des fissures :	130
❖ Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :	130
❖ Vérification de la contrainte de compression du béton :	131
❖ Vérification de l'adhérence :	132
❖ Vérification des contraintes a E.L.S :	133
V.2.7.Vérification de la flèche :	134
V.3.Ferraillage des poteaux :	136
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :	136
V.3.1.a. Recommandations des règlements :	136
❖ Selon le CBA :	136
❖ Selon le RPA 99 version 2003 :	136
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :	137
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :	137
• Longueur de recouvrement :	142
• Détermination des armatures transversales :	142
V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :	142
V.3.2.b. Contrainte tangente admissible τ_u :	142
❖ Selon le CBA93 :	142
❖ Selon le RPA99 version 2003 :	143
V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentiellles :	143
V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :	143
❖ Selon le CBA93 :	143
❖ Selon le RPA99 version 2003 :	144
❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :	144
V.3.3. vérification des contraintes a l'ELS :	145
V.4. ferraillage des voiles:	147
V.4.1. les Voiles pleins :	147
V.4.2. méthode de calcul :	147
V.4.3.a. Recommandations réglementaires:	149
❖ Armatures verticales:	149
❖ Armatures horizontales:	150
❖ Armatures transversales:	150
V.4.3.b. Recommandations pour les voiles :	150
V.4.4. Armatures verticales :	151
V.4.4.a. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :	151

V.4.4.b. L'espacement:	153
❖ Les armatures transversales :	158
❖ Les armatures horizontales :	159
V.4.5.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles :	159
❖ Vérification a E.L.S :.....	161

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :	162
VI.2. Reconnaissance du sol:.....	162
VI.2.1. Nature de la couche de fondation:.....	162
VI.2.2. Fondation des ouvrages:	162
VI.2.3. Stabilité du site:	162
VI.2.4. Recommandations:	163
VI.3. efforts transmis par les fondations:	163
VI.4. différents types des fondations :.....	163
VI.5. Calcul des fondations:	164
VI.5.1. Semelles isolées:	164
VI.5.2. Semelles filantes :	165
VI.6. étude du radier général :.....	166
VI.6.1. pré dimensionnement du radier général :	167
a. L'épaisseur du radier :	167
❖ Condition forfaitaire :	167
❖ Condition de coffrage :	167
b. caractéristiques géométrique du radier :.....	168
VI.6.2. Vérification de radier :	168
a. Vérification de non poinçonnement :	168
b. Vérification de résistance au cisaillement:	169
c. Vérification stabilité au renversement:	170
d. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :	171
e. Vérification de soulèvement :	172
VI.6.3. ferraillage du radier :	173
❖ Détermination des efforts:	173
❖ Les sollicitations :	174
❖ Calcul des moments :	174
❖ Pourcentage minimale :	175
❖ Espacement maximal :	175
❖ Calcul des armatures :	175
❖ Schéma de ferraillage du radier :	176
VI.7. Etude du voile périphérique :	177
VI.7.1. Evaluation des charges :	177
❖ Charge permanente :	177
❖ Charge d'exploitation :	178
❖ Combinaisons d'actions :	178
VI.7.2. Ferraillage des voiles périphériques :	178
Conclusion Générale:	180



Liste des figures

Figure.I.1. Plan de R.D.C.....	2
Figure.I.2. Plan d'étage courant.....	3
Figure.I.3. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure.I.4. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.....	9
Figure.I.5. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.....	10
Figure.I.6. Diagramme contrainte-déformation du béton a ELS.....	10
Figure.I.7. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.....	12
Figure.II.1. Schéma du plancher.....	14
Figure.II.2. Dimensions du corps creux.....	14
Figure.II.3. Mur double cloison.....	16
Figure.II.4. Mur simple cloison.....	16
Figure.II.5. Constituant d'un plancher terrasse.....	17
Figure.II.6. Constituant d'un plancher étage courant.....	18
Figure.II.7. Composants d'un balcon de la terrasse.....	19
Figure.II.8. Composants d'un balcon de l'étage.....	20
Figure.II.9. Dimensionnement de la poutre.....	21
Figure.II.10. Le poteau le plus sollicité.....	24
Figure.II.11. Section réduite du poteau.....	25
Figure.II.12. Représentation du poteau le plus sollicité.....	26
Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....	30
Figure.III.1. L'acrotère.....	31
Figure III.2. Ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure.III.3. Disposition des armatures de la table de compression.....	41
Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle.....	42
Figure.III.5. Choix de disposition des étalements.....	43
Figure.III.6. Travée avec un seul étau au milieu.....	44
Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,76 m.....	45
Figure.III.8. Travée avec trois étais espacés de 1,27 m.....	45
Figure.III.9. Travée avec quatre étais espacés de 1,03 m.....	45
Figure.III.10. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.....	48
Figure.III.11. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	52
Figure.III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.....	52
Figure.III.13. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	55
Figure.III.14. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....	56
Figure.III.15. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	56
Figure.III.16. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.....	57
Figure.III.17. section de béton des poutrelles	58
Figure.III.18. coupe de section rectangulaire et section en T.....	58
Figure.III.19. ferrailage des poutrelles.....	65
Figure.III.20. schéma de ferrailage de balcon.....	72
Figure.III.21. Représentation d'un escalier.....	73
Figure.III.22. Vue en trévière et en plan de l'escalier.....	74
Figure.III.23. Dimensions de l'escalier.....	74
Figure.III.24. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.....	78
Figure.III.25. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.....	79
Figure.III.26. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.....	86
Figure.III.27. Ferrailage de la poutre palière.....	91
Figure.IV.1. vue en 3D de la structure.....	94
Figure.IV.2. disposition des voiles de la structure.....	95
Figure.IV.3. Spectres de réponse.....	106
Figure.IV.4. distribution des forces sismiques.....	111
Figure.IV.5. concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....	112
Figure.IV.6. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.....	113
Figure.IV.7 Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....	114
Figure.V.1 section d'une poutre simplement armée.....	123
Figure.V.2. Schéma d'étude d'une section doublement armée.....	125

Figure.V.3. Disposition des armatures pour les poutres porteuse.....	129
Figure.V.4. Disposition des armatures pour les poutres non porteuse.....	129
Figure.V.5. Ferrailages des poutres principales.....	135
Figure.V.6. Ferrailages des poutres secondaires.....	135
Figure.V.7. Définition de la zone nodale dans les poteaux.....	136
Figure.V.8. Disposition des armatures pour les poteaux.....	145
Figure.V.9. Ferrailage des poteaux des étages 5, 4, 3ème étage.....	146
Figure.V.10. Ferrailage des poteaux des étages RDC, 1ere, et 2èmeétage.....	146
Figure.V.11. Diagramme des contraintes (SPC).....	148
Figure.V.12. Diagramme des contraintes (SET).....	148
Figure.V.13. Diagramme des contraintes (SEC).....	149
Figure.V.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	151
Figure.V.15. Les armatures transversales et les épingles.....	158
Figure.V.16. la zone de recouvrement des voiles.....	158
Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau.....	164
Figure.VI.2. diagramme des contraintes.....	170
Figure.VI.3. le panneau le plus sollicité.....	174
Figure.VI.4. Schéma du ferrailage de radier.....	176
Figure.VI.5. Schéma du chargement qui vient au voile périphérique.....	177
Figure.VI.6. Schéma des dimensions du voile périphérique.....	178
Figure.VI.7. Disposition de ferrailage du voile périphérique.....	181



Liste des tableaux

Tableau.I.1. La résistance f_{ci} du béton à 7 jours, 14 et 90 jours.....	7
Tableau.I.2. Caractéristiques mécanique des aciers.....	11
Tableau.II.1. Charge permanente du mur intérieur.....	15
Tableau.II.2. Charge permanente du mur extérieur.....	16
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse.....	17
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant.....	18
Tableau.II.5. Charge permanente due aux balcons de la terrasse.....	19
Tableau.II.6. Charge permanente due aux balcons d'étage.....	20
Tableau.II.7. les sections des poteaux centraux.....	27
Tableau.II.8. Vérifications de coffrage des poteaux.....	28
Tableau.II.9. Vérifications des sollicitations normales.....	28
Tableau.II.10. Vérification aux zones nodales.....	29
Tableau.II.11. Pré dimensionnement des voiles.....	30
Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.....	32
Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère.....	32
Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.....	33
Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.....	42
Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles.....	43
Tableau.III.6. Méthode de Caquot.....	49
Tableau.III.7. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.....	50
Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....	51
Tableau.III.9. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....	52
Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....	54
Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....	55
Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....	56
Tableau.III.13. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....	57
Tableau.III.14. Récapitulations des efforts internes.....	57
Tableau.III.15. Calcul et vérification des armatures.....	60
Tableau.III.16. vérification a ELS.....	61
Tableau.III.17. ferrailage longitudinaux des poutrelles.....	61
Tableau.III.18. les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.....	62
Tableau.III.19. vérification détaillée de la flèche des poutrelles.....	65
Tableau.III.20. Les moments et les efforts tranchants a ELU et a ELS.....	68
Tableau.III.21. les données.....	69
Tableau.III.22. vérification des contraintes a ELS.....	71
Tableau.III.23. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.....	76
Tableau.III.24. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.....	76
Tableau.III.25. Combinaison des charges de l'escalier.....	77
Tableau.III.26. Récapitulation des résultats.....	80
Tableau.III.27. Les données.....	80
Tableau.III.28. Calcul des sections d'acier de l'escalier.....	82
Tableau.III.29. Vérification du ferrailage de l'escalier à l'E.L.S.....	83
Tableau.III.30. Valeur de la flèche.....	84
Tableau.III.31. Efforts de la poutre palière.....	86
Tableau.III.32. Ferrailage de la poutre palière.....	87
Tableau.III.33. Vérification des contraintes à l'état limite de service.	88
Tableau.III.34. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.	88
Tableau.IV.1. Calcul de l'excentricité statique.....	98
Tableau.IV.2. mode de vibration et participation massique.....	98
Tableau.IV.3. Coefficient d'accélération de zone A.....	103
Tableau.IV.4. détermination de facteur de qualité Q.....	105
Tableau.IV.5. valeur de l'effort tranchant a la base(sens long).....	107
Tableau.IV.6. valeur de l'effort tranchant a la base(sens trans).....	107
Tableau.IV.7. valeur de rapport r	109
Tableau.IV.8. Calcul de la force sismique.....	110
Tableau.IV.9. vérification de la résultante des forces sismiques de ca.....	111

Tableau.IV.10. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.....	112
Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....	113
Tableau.IV.12. calcul du moment de renversement.....	114
Tableau.IV.13. Calcul du moment stabilisant.....	115
Tableau.IV.14. vérification de stabilisation.....	115
Tableau.IV.15. Vérification des déplacements inter-étage sens X.....	116
Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.....	117
Tableau.IV.17. Vérification de l'effort normal réduit.....	117
Tableau.IV.18. Vérification l'effet P- Δ sens X.....	118
Tableau.IV.19. Vérification l'effet P- Δ sens Y.....	118
Tableau.V.1. Les données de calcul.....	120
Tableau.V.2. Efforts internes maximum des poutres principales.....	122
Tableau.V.3. Efforts internes maximum des poutres secondaires.....	122
Tableau.V.4. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse)	125
Tableau.V.5. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires.....	126
Tableau.V.6. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.....	128
Tableau.V.7. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.	129
Tableau.V.8. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.....	129
Tableau.V.9. Calcul de $\bar{\mu}$	131
Tableau.V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....	132
Tableau.V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....	132
Tableau.V.12. vérification de la contrainte de compression de béton.....	133
Tableau.V.13. Vérification de l'adhérence.....	133
Tableau.V.14. vérification des poutres principales a l'ELS.....	134
Tableau.V.15. vérification des poutres secondaire a l'ELS.....	135
Tableau.V.16. Vérifications de la flèche des poutres.....	135
Tableau.V.17. détermination des armatures longitudinales des poteaux a ELU.....	141
Tableau.V.18. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....	143
Tableau.V.19. Les armatures transversales et leurs espacements.....	144
Tableau.V.20. vérification de la quantité d'armatures transversales.....	144
Tableau.V.21. vérification des armatures a ELS des poteaux.....	146
Tableau.V.22. Les données de calcul.....	151
Tableau.V.23. Les voiles (sens X), L=3,95.....	154
Tableau.V.24. Les voiles (sens-Y), L=4,70 m.....	155
Tableau.V.25. Les voiles (sens-X), L=2,45 m.....	155
Tableau.V.26. les voiles (sens -Y) L= 3,3m.....	156
Tableau.V.27. Les voiles (sens-X), L=1,5 m.....	156
Tableau.V.28. les voiles inclinés (sens-X et Y), l=3,55.....	157
Tableau.V.29. les voiles inclinés (sens-X et Y), l=2,30.....	157
Tableau.V.30. calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles.....	160
Tableau.V.31. vérification des contraintes a ELS.....	161
Tableau.VI.1 vérification des contraintes.....	171
Tableau.VI.2. vérification des soulèvement.....	172
Tableau.VI.3. les moments à l'ELU.....	174
Tableau.VI.4. les moments à l'ELS.....	174
Tableau.VI.5. calcul des armatures a ELU.....	175
Tableau.VI.6. détermination des moments par la méthode de forfaitaire.....	179
Tableau.VI.7. détermination des moments de voiles périphérique.....	179
Tableau.VI.8. calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.....	180
Tableau.VI.9. Vérification des armatures du voile périphérique a ELS.....	181



Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min}: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
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.
b₀ : Largeur de la nervure du béton (section en T.)
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_{ij} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{i28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

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

Minuscules grecques :

α : Angle.
 γ : Coefficient de sécurité.
 ε : Déformation relative.
 η : Coefficient de fissuration.
 λ : Élancement mécanique.
 μ : Coefficient de frottement.
 ν : Coefficient de POISSON.
 ρ : Rapport de deux dimensions
 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.

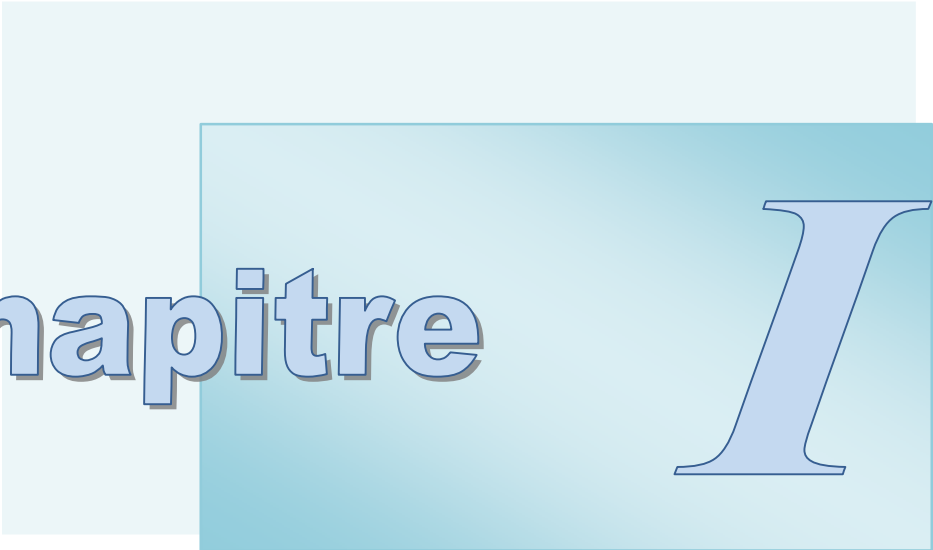
INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. L'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans le présent mémoire, nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus de formation à l'université sur un projet réel. L'objectif principal de ce travail est la compréhension correcte des enseignements déjà dispensés dans les cours de spécialité pour arriver à concrétiser et à présenter notre projet de fin d'études.



Chapitre

I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé constitué d'un rez-de-chaussée plus cinq étages (R+5). Ce bâtiment est composé des locaux commerciaux aux rez-de-chaussée et les autres étages sont à usage d'habitation chacun comportant trois appartements (deux F4 et une F3). La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte ; portiques et voiles.

Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Tipaza, région classée par le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 Version 2003** » comme une zone de forte sismicité « **zone III** ».

Sa hauteur ne dépasse pas les 48m donc il appartient au groupe d'usage 2. Le site est classé comme un sol argileux, faiblement sableux. La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5 \text{ bars}$.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions en plan

Notre bâtiment présente une symétrie dans ses directions, il est caractérisé par une forme d'angle de longueur **L** et de largeur **I**.

Avec :

- **L** = 23,90 m.
- **I** = 21,43 m.

I.2.2. Dimensions en élévation

- ❖ La hauteur de rez-de-chaussée.....4,08m.
- ❖ La hauteur de l'étage courant 3,06m.
- ❖ La hauteur totale du bâtiment est de21,18m. avec l'acrotère.

I.2.3. Données architecturales

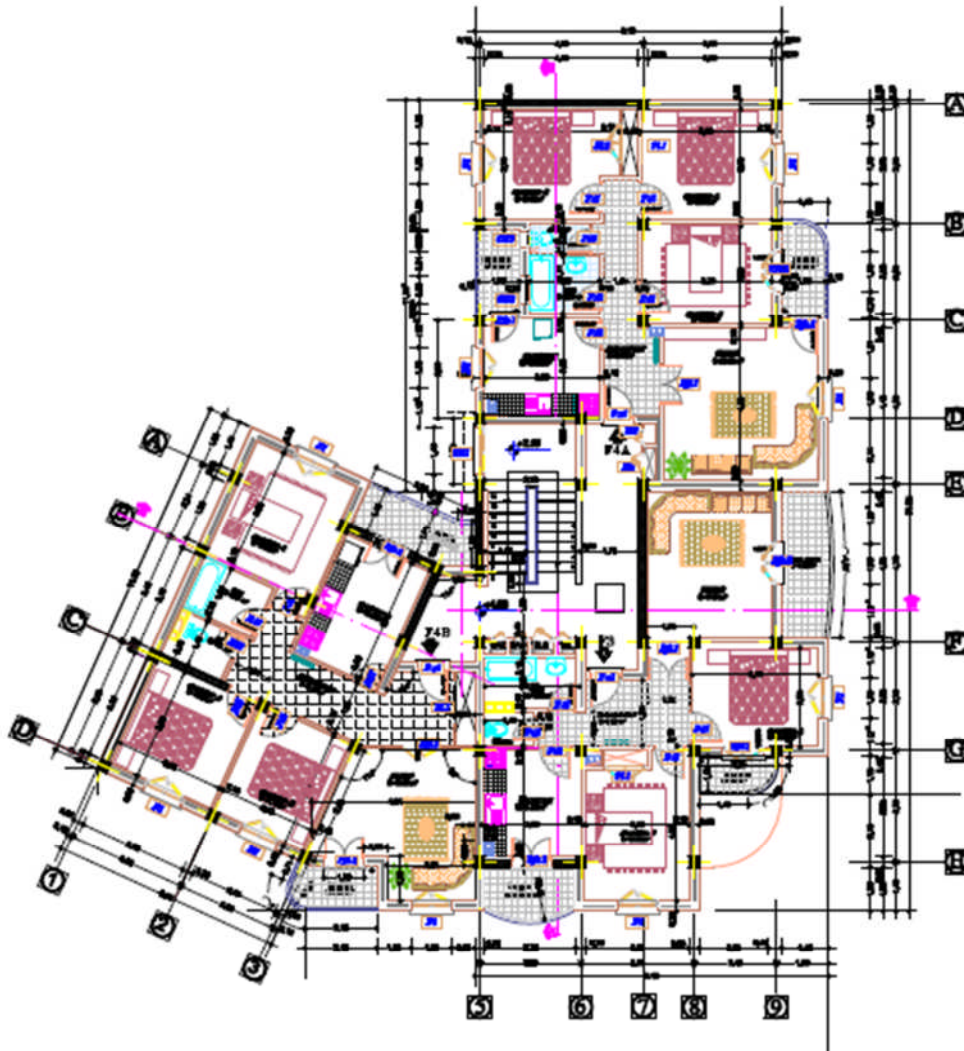


Figure. I.1. vue en Plan.



Figure. I.2.vue en élévation.

I.2.4. Régularité géométrique de la structure

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non (Selon l'article 3.5 des RPA 99/version 2003).

a) Régularité en plan

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{9.69}{23.9} = 0.41 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{10.92}{21.43} = 0.51 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

b) Régularité en élévation

$$\frac{B'}{B} = \frac{23.9}{23.9} = 1 \geq 0.67 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{B'}{B} = \frac{21.43}{21.43} = 1 \geq 0.67 \text{ Vérifiée}$$

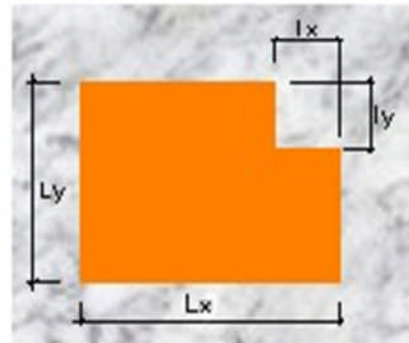


Figure. I. Régularité en plan

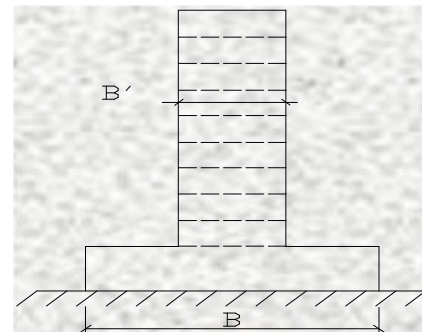


Figure. I. Régularité en élévation.

Il suffit qu'un critère ne soit pas satisfait, le bâtiment est classé comme irrégulier. Donc on peut dire que le bâtiment sous étude est irrégulier.

I.2.5. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 8m, donc selon l'article 3.4.A de RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement assuré par des voiles et portiques.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.6. Structure

Notre bâtiment comporte les éléments suivants :

❖ *Planchers*

Les planchers sont des éléments horizontaux destinés essentiellement au cheminement des charges verticales (Charges permanentes et surcharges d'exploitation) et des efforts horizontaux aux éléments de contreventement de la structure. Dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

- a. Plancher à corps creux (16+5) pour le (**R.D.C**) et les étages courants, pour les avantages suivant :
 - Facilité de réalisation.
 - Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
 - Il fait fonction d'isolation phonique et thermique.
 - Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).
- b. Planchers à dalle pleine pour les balcons et les dalles des escaliers.

❖ *Acrotère*

Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 70 cm de hauteur.

❖ *Maçonnerie*

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- **Les murs extérieurs** : ils sont constitués de deux rangées de brique creuse de 10 cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur (e_p total = 25 cm).
- **Les murs intérieurs** : constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

❖ *Escaliers*

Pour notre bâtiment on a un seul type d'escalier composé de (02) volées, les marches seront revêtis de carrelage.

❖ *Revêtements*

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

❖ *Infrastructure*

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol obtenu.

I.3. Caractéristiques des matériaux

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

I.3.1. Béton

Nous utiliserons un béton dosé avec un ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m², donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à $f_{c28}=25$ MPa et une résistance à la traction $f_{t28}=2,1$ MPa.

La composition d'un mètre cube (1m³) de béton est :

- Ciment (classe 425) **350Kg.**
- Sable (0/5) **400Kg.**
- Gravier (15/25) **800Kg.**
- Eau de gâchage **175l.**

❖ *Caractéristiques mécaniques du béton*

a. Résistance à la compression « f_{cj} »

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Pour les bétons d'un âge $j \leq 28$ jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ Si : } f_{cj} < 40 \text{ MPa (Selon A 2.1.11 BAEL91).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ Si : } f_{cj} > 40 \text{ MPa (Selon A 2.1.11 BAEL91).}$$

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 60 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Avec :

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.
- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

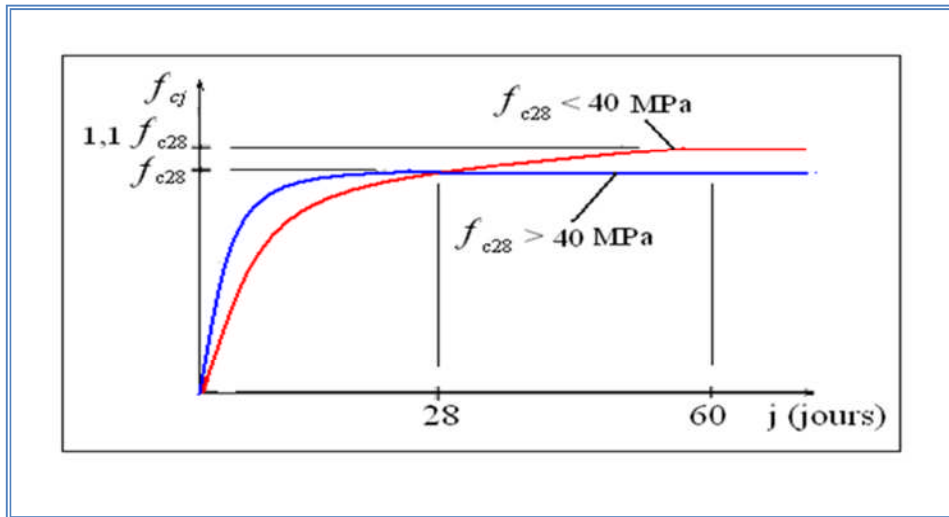


Figure I.3 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Tableau. I.1 : La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90 jours.

f_{c28} (MPa)	16,00	20,00	22,00	25,00	30,00	35,00	40,00
7j (MPa)	10,60	13,20	14,60	16,50	19,90	23,20	26,50
14j (MPa)	13,70	17,60	18,80	21,40	25,60	29,60	34,20
90j (MPa)	17,60	22,00	24,20	27,50	33,00	38,50	44,00

b. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » (Art A-2 12 BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours désignée par f_{tj} est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

❖ $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ si : $f_{c28} \leq 60\text{MPa}$.

❖ $f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$ si : $f_{c28} > 60\text{MPa}$.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a : $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

c. Le Module de déformation transversale « G »

La valeur du module de déformation transversal G est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec

E : Module de déformation longitudinale.

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0,2 \text{ à l'ELS.} \\ 0 \text{ à l'ELU.} \end{cases}$

$$\nu = - \frac{\frac{\Delta}{L}}{\frac{\Delta}{L}}$$

$\frac{\Delta}{L}$: L'allongement relatif transversal.

$\frac{\Delta}{L}$: Le raccourcissement relatif longitudinal.

La valeur de ν diminue avec l'augmentation de l'âge et de la résistance mécanique du béton.

d. Module de déformation longitudinale « E »

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. On distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité longitudinale instantané : (A 2.1.21 BAEL91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$.

- **Module d'élasticité longitudinale différé: (A 2.1.22 BAEL91)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte

de l'effet de fluage du béton, on prend un module égale à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

e. Contraintes limites

- **contrainte à la compression à l'ELU « σ_{bc} » (A 4.3.41 BAEL91)**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

0,85 : coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression à "28" jours.

γ_b : coefficient de sécurité $\begin{cases} 1,5 \text{ situation durable.} \\ 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 h.

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 0,9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.

$\theta = 0,85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- **Diagramme contraintes-déformations**

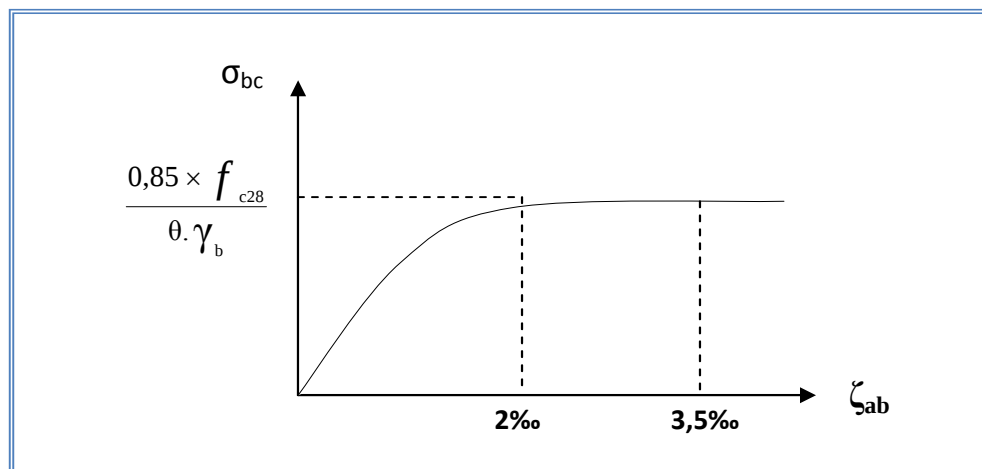


Figure I.4 : Diagramme parabolique rectangle contrainte- déformation du béton.

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- f_{cj} : Résistance caractéristique du béton en compression à -j - jour.
- f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \xi_{bc} \leq 3,5\text{‰}$
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple. En particulier, on utilise le diagramme rectangulaire défini par la figure I.5.

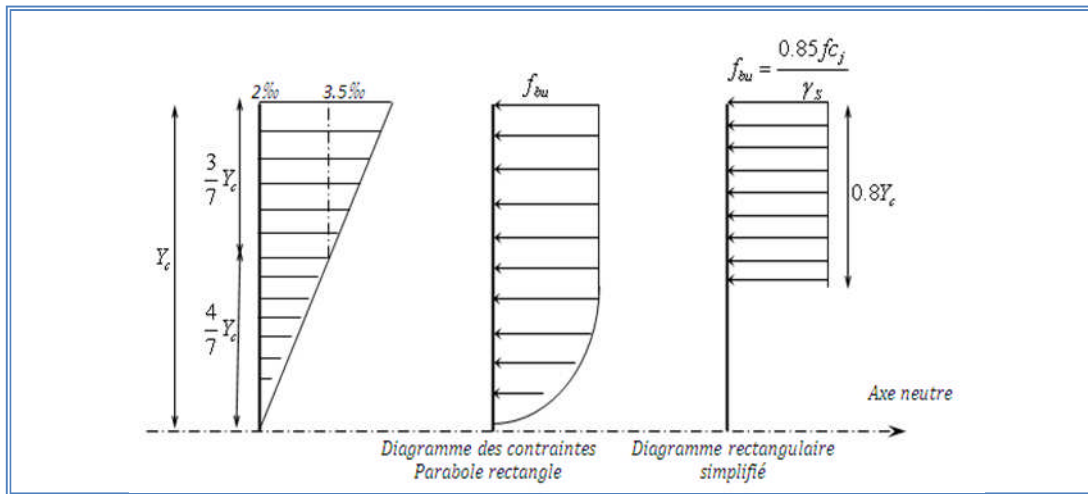


Figure.I.5.Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

Contrainte limite en compression à l'ELS (A.4.5.BAEL91)

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

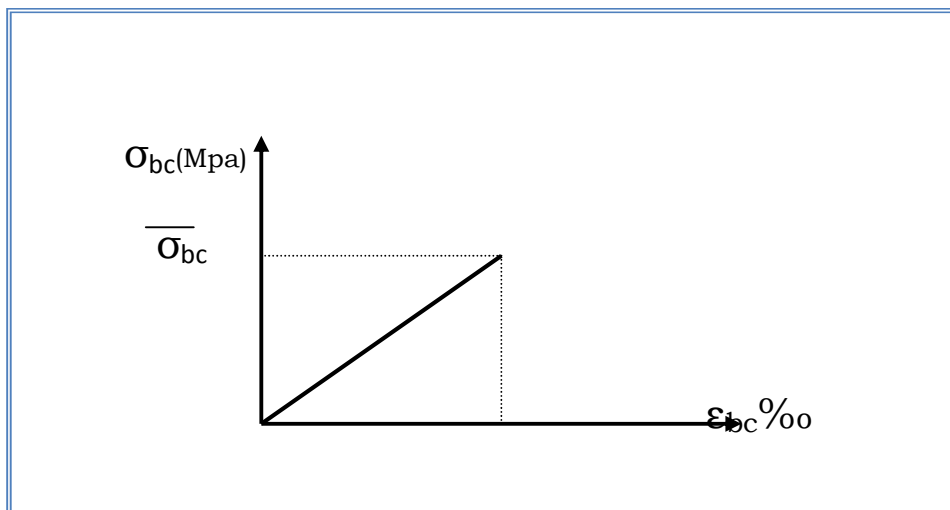


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

- **Contrainte de cisaillement (A.5.1.21 BAEL91)**

Les contraintes de cisaillement sont déterminées à partir de l'effort tranchant. On distingue deux cas :

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,1.f_{c28}, 4 \text{ MPa}).$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $\tau_u = 2,5 \text{ MPa}$.

❖ Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min (0,13.f_{c28}, 5 \text{ MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $\tau_u = 3,25 \text{ MPa}$.

I.3.2. L'acier

I.3.2.1. Types d'acier

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPa)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	$T \geq 8$	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

I.3.2.3. Contraintes limites

Etat limite ultime (ELU)

- **Diagramme contraintes- déformations**

Le diagramme contrainte (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous:

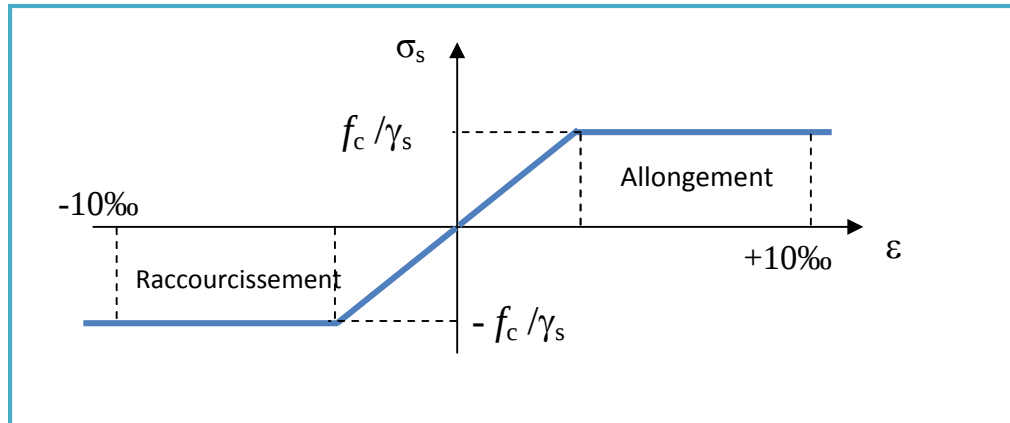


Figure. I.7.Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.

Avec :

- f_c : contrainte limite de l'acier ;
- σ_s : contrainte de l'acier ;
- γ_s : coefficient de sécurité $\begin{cases} 1,15 \text{ situation durable.} \\ 1,00 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$

❖ Etat limite de service (ELS)

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} [2 f / 3; 110 \frac{f}{\gamma_s}] [\text{MPa}]$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} [f / 2; 90 \frac{f}{\gamma_s}] [\text{MPa}]$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,00 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés.} \\ 1,60 & \text{pour les armatures à haute adhérence.} \end{cases}$$

Chapitre

II

**Pré dimensionnement des
éléments**

II.1.Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, la résistance de l'ouvrage et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2.Pré dimensionnement 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 :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25}$$

Avec :

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

$$L = 4,85 \text{ m}$$

$$\frac{485}{20} \geq h_t \geq \frac{485}{25} \rightarrow 24,25 \text{ cm} \geq h_t \geq 19,4 \text{ cm}$$

On choisit $h_t = 21 \text{ cm (16+5) cm}$.

❖ **Condition d'isolation acoustique**

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

$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$, d'où on a $21 \text{ cm} > 16 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

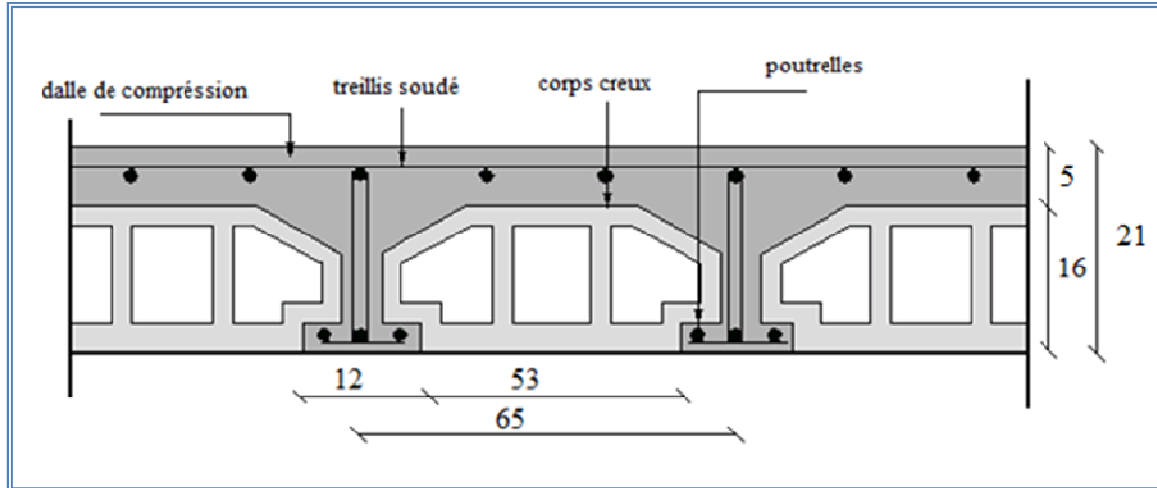


Figure. II.1. Schéma du plancher.

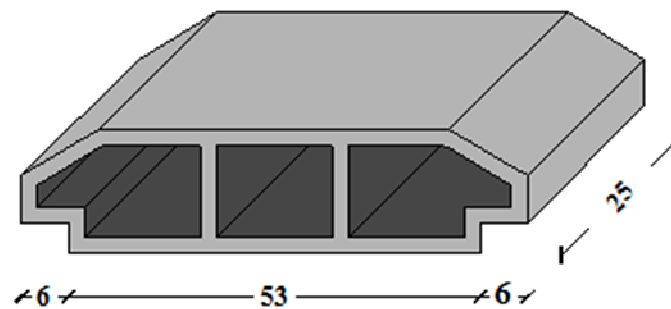


Figure. II.2 : Dimensions du corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines

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

❖ **Critère de résistance**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

Avec

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

$$(L_x/35) \leq e_p \leq (L_x/30); L = 4,85 \text{ m} \rightarrow 13,86 \text{ cm} \leq e_p \leq 16,16 \text{ cm}$$

❖ **Sécurité contre l'incendie**

$e_p = 7 \text{ cm}$ peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11 \text{ cm}$ peut assurer un coupe-feu de deux heures.

❖ **Critère d'isolation acoustique**

$e_p = 15 \text{ cm}$.

❖ **Condition de la flèche**

- Si $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq L/500$

- Si $L > 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq (L/1000) + 0,5 \text{ cm}$

Conclusion

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

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

II.3.1. Maçonnerie

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

Tableau II.1 : Charge permanente du mur intérieur.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques(KN/m ³)	Poids surfaciques(KN/m ²)
-2-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-3-	Brique creuse	0,10	9	0,90
-4-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	1,62

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

Tableau. II.2.charge permanente du mur extérieur.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique(KN/m ²)
-1-	Enduit en plâtre	0,01	10	0, 10
-2-	Enduit en ciment	0,01	18	0,18
-3-	Brique creuse	0,10	9	0,90
-4-	Lame d'aire	0,05	-	-
-5-	Brique creuse	0,10	9	0,90
-6-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Total				2,44

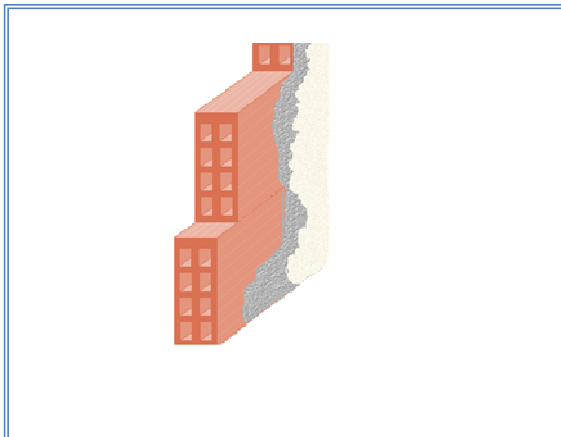


Figure. II.4.Mur simple cloison.

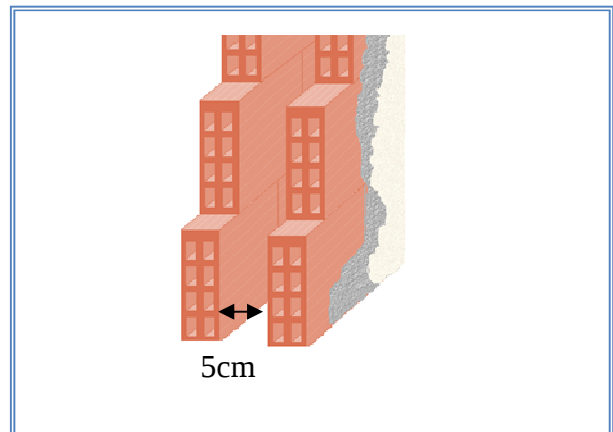


Figure.II.3. Mur double cloison.

II.3.2. Plancher terrasse

II.3.2.1. Charges permanentes

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

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique(KN/m ²)
1	Gravillon roulé	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,03
7	Film polyane	-	0,01
8	Plancher corps creux	0,16+0,05	2,90
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
Total			6,55

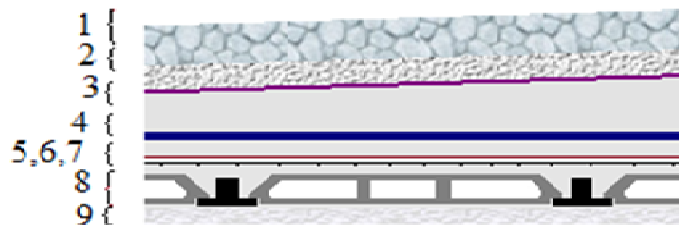


Figure.II.5.Constituant d'un plancher terrasse.

II.3.2.2. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.3.3. Plancher étage courant

II.3.3.1. Charges permanentes

Tableau.II.4.Charge permanente du plancher étage courant.

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
-1-	Carrelage	0,02	0,44
-2-	Mortier de pose	0,02	0,40
-3-	Lit de sable	0,03	0,54
-4-	Cloisons	0.10	1,62
-5-	Plancher en corps creux (16 + 5)	0,24	2,90
-6-	Enduit en ciment	0,02	0,36
Total			G = 6,26

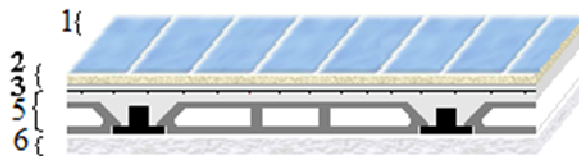


Figure.II.6.Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3.2. charges d'exploitation

Ouvrage d'habitation : $Q=1,5\text{KN/m}^2$.

II.3.4.Dalle pleine

II .3.4.a. Balcons de la terrasse

❖ Charges permanentes

Tableau.II.5.Charge permanente due aux balcons de la terrasse.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,05
6	Liège (isolant)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,12	3,00
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
Total			G = 6,72

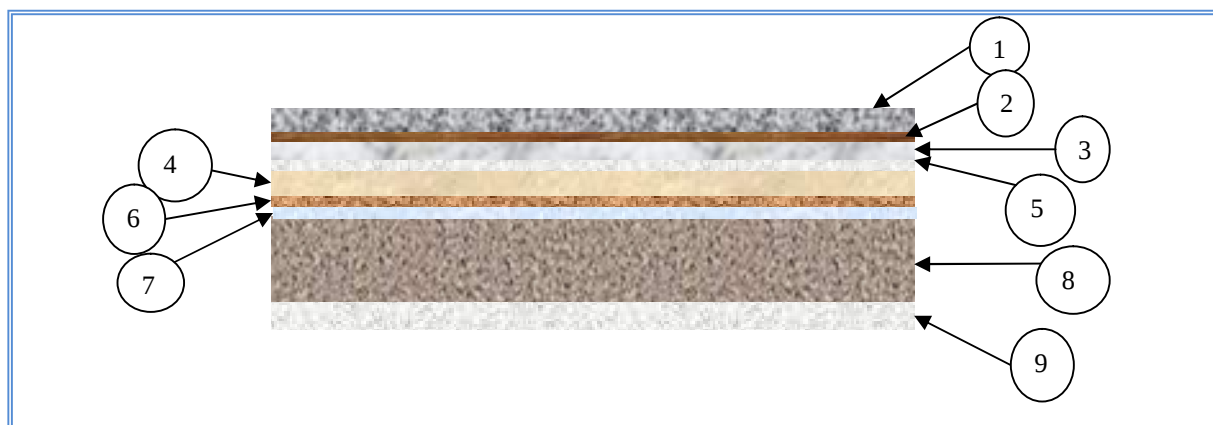


Figure.II.7.Composants d'un balcon de la terrasse.

II.3.4.b. Balcons de l'étage

❖ Charges permanentes

Tableau.II.6.Charge permanente due aux balcons d'étage.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
Total			G = 5,49

❖ charges d'exploitation

Pour les balcons :

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

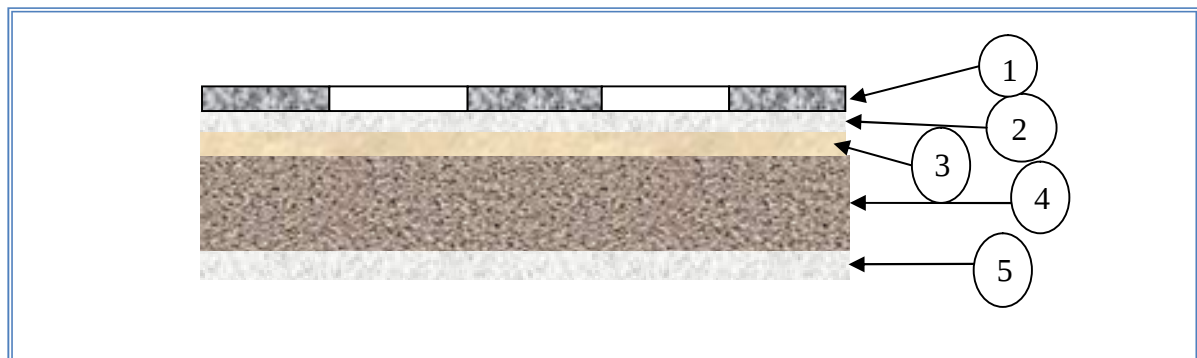


Figure.II.8.Composants d'un balcon de l'étage.

II.4. Pré dimensionnement des poutres

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

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

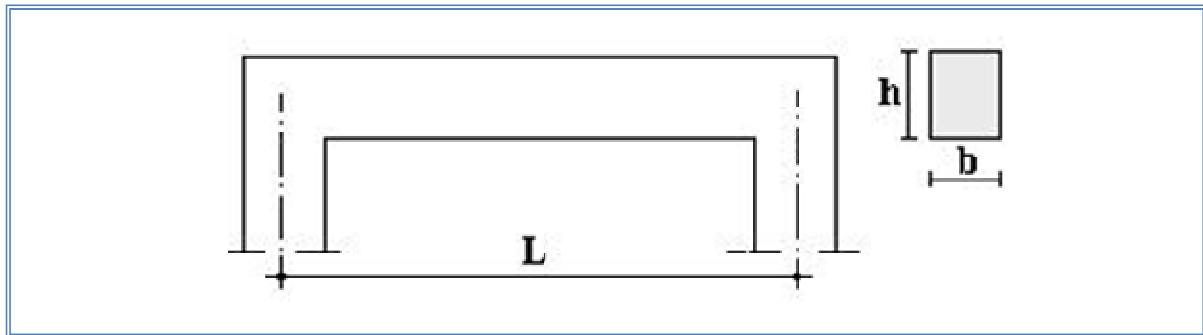


Figure.II.9.Dimensionnement de la poutre.

Où :

- ❖ b: largeur de la base de la poutre.
- ❖ h: hauteur totale de la poutre.
- ❖ L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,6h \leq b \leq h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (**Art.7.5.1: RPA 99 VERSION 2003**).

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

II.4.1. Les poutres principales

❖ Conditions de la résistance

$$L_{\max} = 4,85 \text{ m} \rightarrow 32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48,50 \text{ cm}.$$

$$24,00\text{cm} \leq b \leq 40,00 \text{ cm.}$$

Pour la portée de $L = 4,85 \text{ m}$: on adopte : $h = 40\text{cm}$, $b = 30 \text{ cm}$.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003**

$$- h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$- b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$- \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \quad (\text{c.v})$$

$$- b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 1,5 \times 40 + 30 = 90 \text{ cm} (\text{c.v})$$

❖ **Condition de la rigidité**

$$\frac{h}{L} = 0,082 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad (\text{c.v})$$

Donc on prend : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.4.2. Les poutres secondaires

❖ **Conditions de la résistance**

$$L_{\max} = 4,85 \text{ m} \rightarrow 32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48,50 \text{ cm}$$

$$24,00\text{cm} \leq b \leq 35,00 \text{ cm}$$

Pour la portée de $L = 4,85\text{m}$: on adopte : $h = 35\text{cm}$, $b = 30 \text{ cm}$.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003**

$$- h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$- b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$- \frac{h}{b} = 1,17 \leq 4 \quad (\text{c.v})$$

$$- b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 1,5 \times 35 + 30 = 82,5 \text{ cm} (\text{c.v})$$

❖ **Condition de la rigidité**

$$\frac{h}{L} = 0,072 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad (\text{c.v})$$

Donc on prend : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.4.3 Vérification de la flèche

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$\diamond F_{\max} \leq \frac{L}{500} \quad \text{si la portée } L \text{ est au plus égale à 5 m.}$$

$$\diamond F_{\max} \leq \frac{L}{500} + 0,5 \text{ si la portée } L \text{ est supérieure à 5 m.}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = \frac{5 q L^4}{384 EI}$$

Avec:

$F_{\max}$: Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à l'els.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{bh^3}{12}$.

❖ **Poutre principale = poutre secondaire** : L = 4.85m

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = 0.97 \text{ cm.}$$

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30.40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé)

Charge permanente G = 6,72 Kn/m².

Charge d'exploitation Q = 1,5 Kn/m².

$$q = G + Q = (6,72 \times 4,85 + 25 \times 0,40 \times 0,30) + 1,5 \times 4,85 = 42.87 \text{ Kn/ml}$$

$$= \frac{5 \cdot 42.87 \cdot 4.85}{384 \cdot 32164.195 \cdot 160000}$$

$$F_{\max} = 0,66 \text{ cm} \leq 0,97 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

II.4.4. Conclusion

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferrailage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (30×40) et (30×35) cm² respectivement.

II.5. pré dimensionnement des poteaux

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 ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), 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: ($N_u = 1,1N_u$).

❖ Étapes de pré dimensionnement

- calcul de la surface reprise par le poteau.
- choix du poteau le plus sollicité.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du (**Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003**)

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité

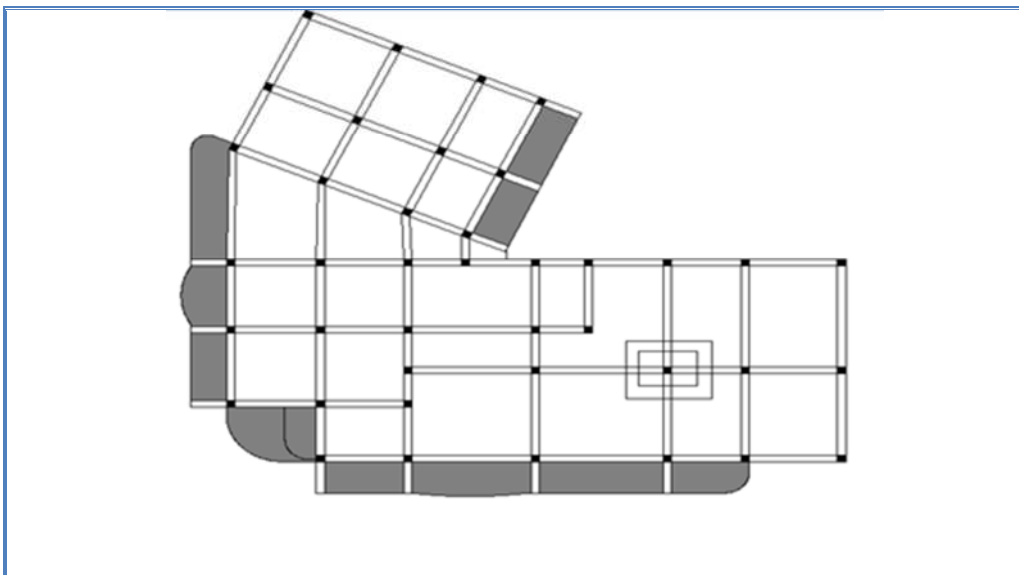


Figure.II.10.Le poteau le plus sollicité.

II.5.2. calcul Br

D'après l'article **B.8.4.1** du **CBA 93** : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

Et d'après les règles **BAEL91** ; elles préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{A}{B_r}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0,85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14,17$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa

$f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348$ MPa

γ_b : 1,5.

γ_s : 1,15.

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux et qui prend les valeurs suivantes:

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On fixe sur l'élancement mécanique à une valeur $\lambda = 35$

Pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times N_u}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times 348 \times 0,009}$$

D'après RPA99/ version 2003 :

$A/B_r = 0,90\%$ (zone III)

$$B_r (\text{m}^2) \geq 0,0652 N_{u, \text{max}}$$

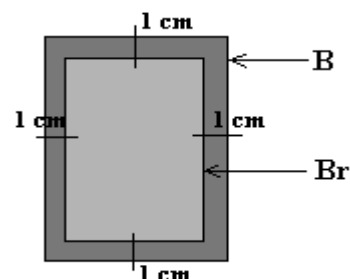


Figure. II.11.Section réduite du poteau.

II.5.3. la surface reprise par le poteau

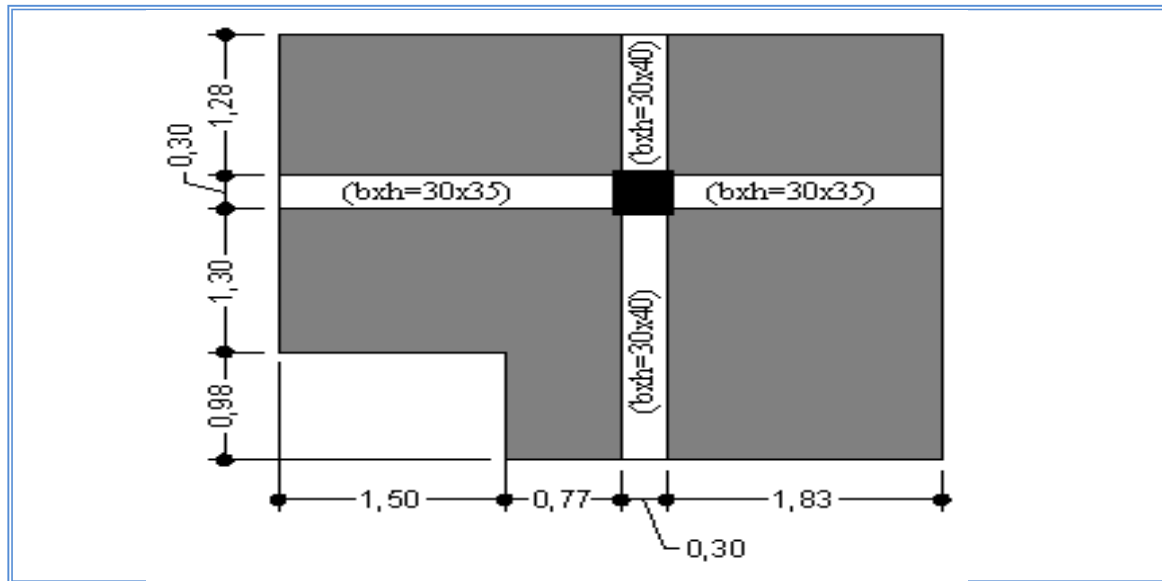


Figure.II.12.Représentation du poteau le plus sollicité.

$$S = 4,4 \times 3,86 - 1,47 = 15,51 \text{ m}^2$$

$$S_p = S - 2,385 = 13,13 \text{ m}^2$$

$$\text{Majoration la surface par } 10\% = 13,13 \times 1,1 = 14,44 \text{ m}^2$$

II.5.4. Descente des charges

II.5.4.1. Charges permanentes et surcharges revenant aux poteaux

Terrasse :

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 6,55 \times 14,44 = 94,58 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre principale} \dots\dots\dots (0,40 \times 0,30 \times 3,86) \times 25 = 11,58 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire} \dots\dots\dots (0,35 \times 0,30 \times 4,1) \times 25 = 10,76 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges} \dots\dots\dots 1 \times 14,44 = 14,44 \text{ KN}$$

Etage courant :

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 6,26 \times 14,44 = 90,39 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre principale} \dots\dots\dots (0,40 \times 0,30 \times 3,86) \times 25 = 11,58 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire} \dots\dots\dots (0,35 \times 0,30 \times 4,1) \times 25 = 10,76 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges} \dots\dots\dots 1,5 \times 14,44 = 21,66 \text{ KN}$$

Tableau .II.7.les sections des poteaux centraux.

	Eléments	G (KN)	G (KN)	G _{cum} (KN)	Q _{cum} (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	ax1.2 (cm)	B (cm ²)
5 ^{ème} étage	Poutre P	11,58	128,52	128,52	14,14	195,162	127,2	15.92	35x35
	Poutre S	10,76							
	Poteau	11,602							
	Plancher	94,58							
4 ^{ème} étage	Poutre P	10,68	124	252,52	36,1	395,05	257,5	21.65	35x35
	Poutre S	10,76							
	Poteau	9,37							
	Plancher	82,19							
3 ^{ème} étage	Poutre P	10,68	124	376,52	57,76	594,94	387,9	26.03	35x35
	Poutre S	10,76							
	Poteau	9,37							
	Plancher	82,19							
2 ^{ème} étage	Poutre P	10,68	124	500,52	79,42	794,83	518,2	29.71	40x40
	Poutre S	10,76							
	Poteau	12,24							
	Plancher	82,19							
1 ^{ère} étage	Poutre P	10,68	124	624,52	101 ,08	994,72	648,5	32.95	40x40
	Poutre S	10,76							
	Poteau	12,24							
	Plancher	82,19							
RDC	Poutre P	10,68	124	748,52	122,74	1194,61	778,8	35.89	40x40
	Poutre S	10,76							
	Poteau	16,32							
	Plancher	82,19							

II.5.5. Vérification selon le RPA99v2003

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

Tableau.II.8. Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de la condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq (h_e / 20) = (3,06 - 0,40) / 20 = 13,30 \text{ cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$	Oui

II.5.6. Vérification des sollicitations normales

$$= \frac{\quad}{\times} \leq 0,3$$

Avec :

- ❖ : effort normal réduit.
- ❖ N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton $= 1,1 \times N_u$.
- ❖ B_c : l'air (section brute) de cette section de béton.

Tableau.II.9. Vérifications des sollicitations normales.

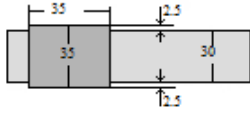
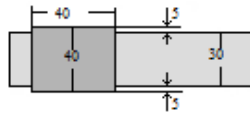
	N_d (N)	B_c (mm ²)	f_{c28} (Mpa)		$\leq 0,3$
5 ^{ème} étage	195126	122500	25	0,0637	Oui
4 ^{ème} étage	395050	122500	25	0,1291	Oui
3 ^{ème} étage	594940	122500	25	0,1942	Oui
2 ^{ème} étage	794830	160000	25	0,1987	Oui
1 ^{ème} étage	994720	160000	25	0,2486	Oui
RDC	119461	160000	25	0,2986	Oui

II.5.7. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier :

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

Tableau. II.10. Vérification aux zones nodales.

	$b_{\max}$ (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{\max} \leq$ $1,5h_1 + b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2; h_1/2$)	$d \leq \text{Max}$ ($b_1/2; h_1/2$)
	30	35	35	Oui	2,5	17,5	Oui
	30	40	40	Oui	5,0	20,0	Oui

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 $L \geq 4a$. 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 h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

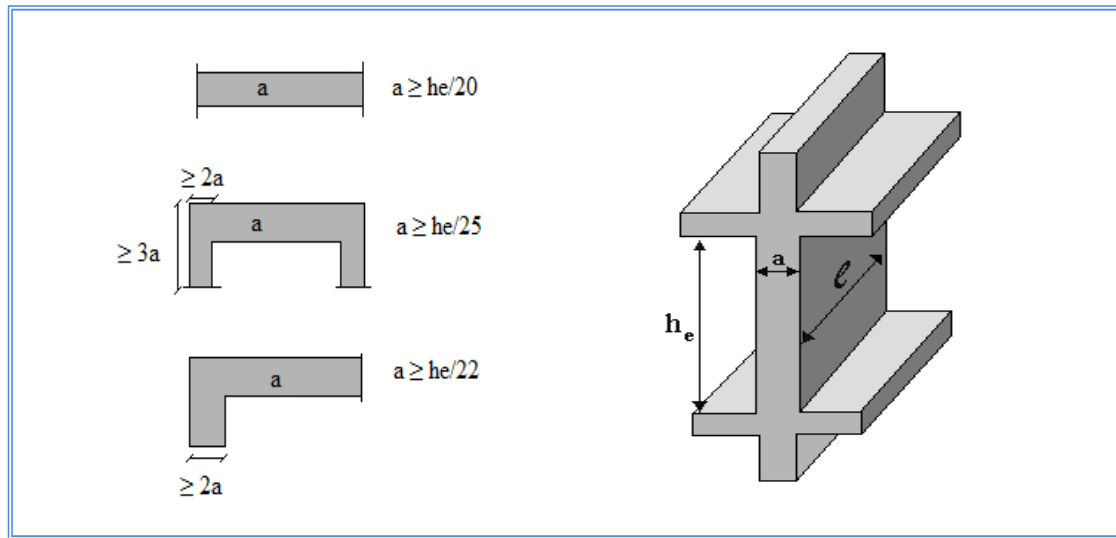


Figure.II.13.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq \text{Max} \left\{ 15 \text{ cm}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22} \right\}$$

Tableau. II.11.Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	h_e (cm)	a (cm)
5	271	15
4	271	15
3	271	15
2	271	15
1	271	15
RDC	373	17

Chapitre *III*

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments non-structuraux sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotères, ...etc.).

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans le présent chapitre on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère
- Les balcons
- Les planchers à corps creux
- Les escaliers

III.2. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse. Il a pour rôle ; la sécurité et la protection contre le ruissellement des eaux pluviales sur la façade qui provoqueraient des fissures.

III.2.1. Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

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

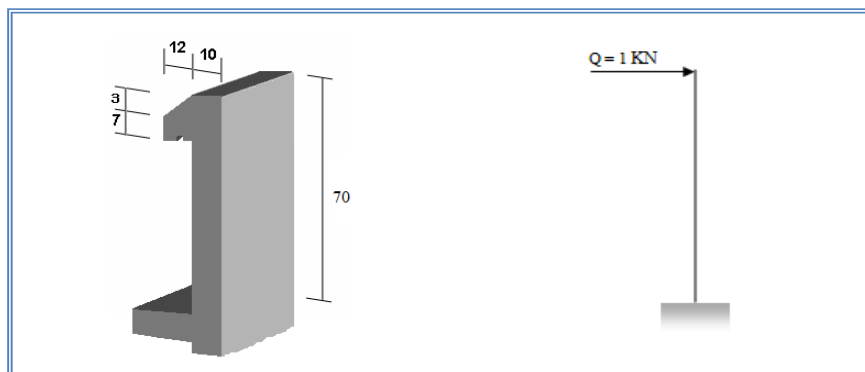


Figure.III.1.Dimensions et Schéma statique de L'acrotère.

III.2.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

L'acrotère est soumis aux charges qui sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : $[(0,70.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=2,005 \text{ KN}$
Charge d'exploitation
$Q = 1 \text{ KN}$

III.2.3. Détermination des efforts

Les efforts, engendrés par les charges permanentes et d'exploitations, sont calculés à partir des combinaisons des charges comme il est monté dans le tableau ci-après :

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

L'E.L.U	
L'effort normal :	$NU = 1,35.G = 1,35 \times 2,005 = 2,706 \text{ kN}$
Moment d'encastrement :	$MU = 1,5.Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,050 \text{ kN.m}$
L'effort tranchant :	$TU = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,500 \text{ kN.}$
L'E.L.S	
L'effort normal :	$Nser = G = 2,005 \text{ kN}$
Moment d'encastrement :	$Mser = Q. h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ kN.m}$
L'effort tranchant :	$Tser = Q = 1 \text{ kN}$

III.2.4. Calcul de ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour une section rectangulaire $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée.

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	f_{c28}	25	MPa
h	10	cm	FeE	400	MPa
C ₁	2,5	cm	Sollicitations		
C ₂	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			N _u	2,706	kN
Notations	Valeurs	Unités	M _u	1,050	kN.m
L ₀	0,65	m	N _{ser}	2,005	kN
L _f	1,40	m	M _{ser}	0,700	kN.m

III.2.4.1. Etat limite ultime

❖ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,05}{2,706} \Rightarrow e_0 = 38,80 \text{ cm}$$

Où l'enrobage est: $c = c_1 = 2,5 \text{ cm}$

$$\text{On a : } e_0 = 38,80 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

❖ Calcul du moment de flexion

$$M_1 = N_u \times e$$

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

$$e = e_0 + (h/2 - c) \Rightarrow e = 41,30 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow M_1 = 1,117 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures verticales

Le calcul se fera en flexion simple:

$$M_u = M_1 = 1,117 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,117 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 0,0139$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$= 0,5 + \frac{1 - 2}{2} = 0,5 + \frac{1 - 2(0,014)}{2} = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1,117 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,993 \cdot 75} = 43,09 \text{ mm}^2 = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A - \frac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A = 0,43 \text{ cm}^2 \text{ avec } N : \text{effort de compression.}$$

$$\text{Et } A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Donc: } \begin{aligned} A_2 &= 0,43 \text{ cm}^2 \\ A_1 &= 0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

III.2.4.2. Vérification à l'état limite ultime

❖ **Condition de non fragilité**(Art..4.2.1/BAEL 91 modifier 99).

$$= 0,23. \dots$$

$$\text{Donc : } A = A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera : } A_2 = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de répartition**

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0,50 \leq A_r \leq 1,00$$

$$\text{Donc, on prendra : } A_r = 3 \text{ HA } 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement**(Art..8.2.42/BAEL 91 modifier 99).

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h=30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

$$S_{tr} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [4h=40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

III.2.4.3. Vérification à l'état limite de service

Données : $N_{ser} = 2,005 \text{ KN}$.

$M_{ser} = 0,7 \text{ KN.m}$.

❖ Calcul de l'excentricité

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,7 \times 10^2}{2,005} = 35,00 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \leq e_0 = 35,00 \text{ cm}$$

$$\text{On doit vérifier l'inégalité ci-contre : } \frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \text{ ou } < \frac{I_G}{B_o v_2}$$

❖ Calcul la section homogène équivalente

$$B_o = b.h + 15 (A_1 + A_2) = 100.10 + 15.(0+2.01) \Rightarrow B_o = 1030,15 \text{ cm}^2.$$

❖ Calcul la position de l'axe neutre

$$v_1 = \frac{1}{B_o} \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{1030,15} \left[\frac{100.10^2}{2} + 15 (0.2,5 + 2,01.7,5) \right]$$

$$\Rightarrow v_1 = 5,073 \text{ cm}.$$

$$v_2 = h - v_1 = 10 - 5,073 \Rightarrow v_2 = 4,926 \text{ cm}.$$

❖ Calcul du moment d'inertie de la section homogène

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A_1 (v_1 - c_1)^2 + A_2 (v_2 - c_2)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} (5,073^3 + 4,926^3) + 15 [2,01. (5,073-2,5)^2] \Rightarrow I = 8513,68 \text{ cm}^4.$$

❖ Vérification

$$\frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{I_G}{B_o v_2} = \frac{8513,68}{1030,15.4,926} = 1,677 \text{ cm}$$

$$35 \geq 1,677 \Rightarrow \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_o v_2}$$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

❖ **Détermination de y_1**

Pour déterminer y_1 , il faut résoudre l'équation suivante:

$$y_2^3 + py_2 + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Telque :

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

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

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

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 = -36,30 cm < 0".

$$p = -3(-36,3)^2 + 90 \frac{2,01}{100} (7,5 - (-36,3))$$

$$q = -2(-36,3)^3 - 90 \frac{2,01}{100} (7,5 + 36,3)^2$$

$$p = -3873,53 \text{ cm}^2$$

$$q = 92093,84 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-3873,53) y_2 + 92093,84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 92093^2 + \frac{4 \cdot (-3873,53)^3}{27} = -12,89 \times 10^7 < 0$$

Trois solutions de y_{ser} sont :

$$y_2 = \begin{cases} \text{acos}(\frac{\varphi}{3}) = 38,45 \text{ cm} \\ \text{acos}(\frac{\varphi}{3} + 120) = -71,80 \text{ cm} \\ \text{acos}(\frac{\varphi}{3} + 240) = 33,35 \text{ cm} \end{cases}$$

Telque:

$$\begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,992 \Rightarrow \varphi = 172^\circ,96 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 71,865 \text{ cm} \end{cases}$$

Parmi les troissolutions, on prend celle qui vérifie:

$$0 < Y_{\text{ser}} = y_2 + C < d$$

Y_{ser} : distance entre la fibre comprimée la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$$y_2' = 38,45 \text{ cm}$$

$$y_2'' = -71,80 \text{ cm} \quad \text{rejetée comme valeur } (< 0)$$

$$y_2''' = -33,35 \text{ cm} \quad \text{rejetée comme valeur } (< 0)$$

D'où alors : $0 < y_1 = 38,45 + (-36,30) = 2,15 \text{ cm} < d = 7,5 \text{ cm}$

Donc on prend : $y_2 = 38,45 \text{ cm}$.

$$\sigma_B = K y_{\text{SER}}$$

$$\sigma_S = 15K(d - y_{\text{SER}})$$

$$= \text{---}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} 100 \cdot 2,15^2 + 15[-2,01 \cdot (7,5 - 2,15)] = 69,82 \text{ cm}^3$$

$$= \text{---} = 0.0028 \quad /$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0,028 \times 21,5 = 0,602 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0,028 \times (75 - 21,5) = 22,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e = 266,67 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} = 201,633 \text{ MPa} \right] = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 22,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,633 \text{ MPa}$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'ELU.

III.2.4.4. Vérification de l'effort tranchant

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

$$F = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1,5 - \frac{1,05}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow T = -14,05 < 0$$

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

III.2.4.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton (Art..5.1.1/BAEL 91 modifier 99).

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \bar{\tau} = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable) (Art..5.1.1/BAEL$$

91 modifier 99).

$$\text{D'où alors : } \tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$$F_p = 4AC_p W_p (\text{Art.6.2.3: RPA 99 Version 2003})$$

Avec

A: coefficient d'accélération.

A = 0,25[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)].(tab 4-1)

C_p: facteur de force horizontale.

C_p = 0,8(RPA 99 version 2003. Tab. 6.1)

W_p: poids propre de l'élément.

W_p = 2,005 KN.

Donc : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,005 \Rightarrow F_p = 1,604 \text{ KN} > 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$ (c.n.v)

La condition de RPA n'est pas vérifiée, on choisit d'augmenter la charge d'exploitation Q

Si : $\geq 1,1 \rightarrow = 1,2$

On fait tous les calculs de l'acrotère en flexion composée à l'ELU et la vérification des contraintes à l'ELS.

Résultats de calcul : **A=4T8, A_r=3T8.**

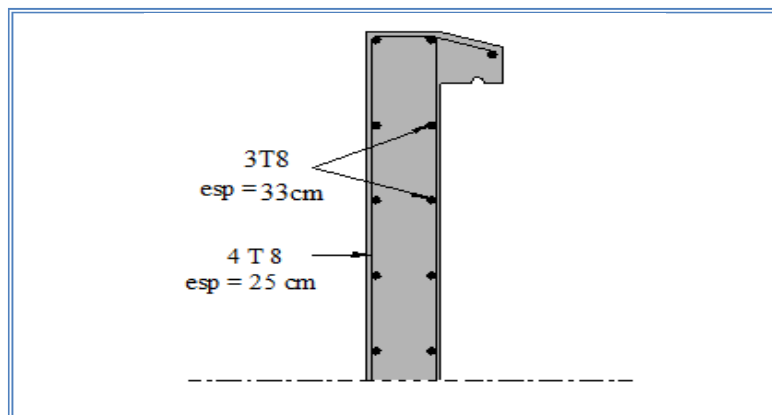


Figure.III.2.Schéma de ferrailage de l'acrotère pour 1m de hauteur.

III.3. Planchers à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles

III.3.1. La dalle de compression

La dalle de compression sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La dalle 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 :
 $esp_1 \leq 20 \text{ cm}$
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
 $esp_2 \leq 33 \text{ cm}$
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 0,02.L \cdot \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} \quad \text{si } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec

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

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e=520$)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera un maillage carré de 20cm x 20 cm

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

$$50 \text{ cm} \leq (L=65 \text{ cm}) \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,02.L \cdot \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

On choisira: $A_{\perp} = 5 \varnothing 5 = 0,98 \text{ cm}^2$, esp = 20 cm.

$A_{//} = 4 \varnothing 5 = 0,78 \text{ cm}^2$, esp = 25 cm.

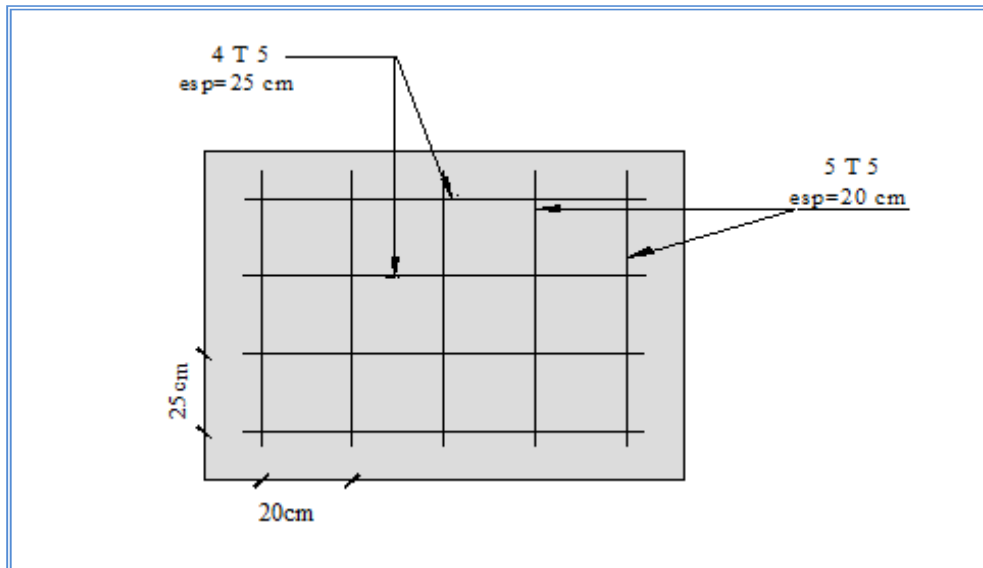


Figure.III.3.Disposition des armatures de la table de compression.

III.3.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, disposées dans le sens de la petite portée et distancées par la longueur d'un corps creux. La surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0,65 \times L$. Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ♦ Avant coulage.
- ♦ Après coulage.

III.3.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles

La section transversale des nervures est assimilée à une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

L_1 : La longueur de l'hourdis. $L_1 = 65 \text{ cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux

Poutrelles $\Rightarrow L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

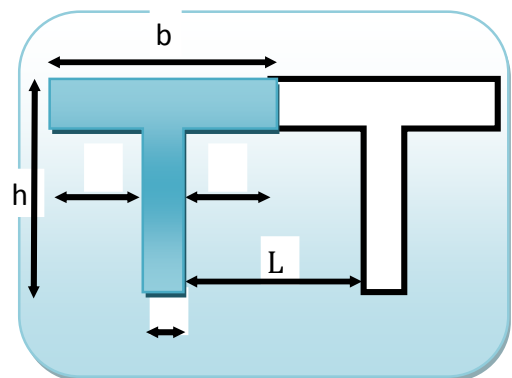


Figure.III.Caractéristiques géométriques

L : la longueur de la plus grande travée $L = 3,7\text{m}$

b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression $b = 2b_1 + b_0$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{L}{12} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 26,5 \\ 37 \end{array} \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65\text{cm}$$

III.3.2.2. Calcul avant coulage

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

❖ *Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:*

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
5,15	2,575	$0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$	$0,65 \times 1 = 0,65$
		0,77	

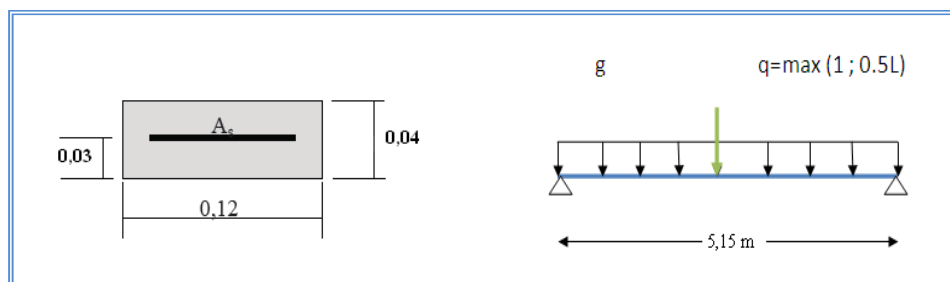


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle.

❖ *Calcul des moments***Tableau.III.5.** Moments statiques des poutrelles.

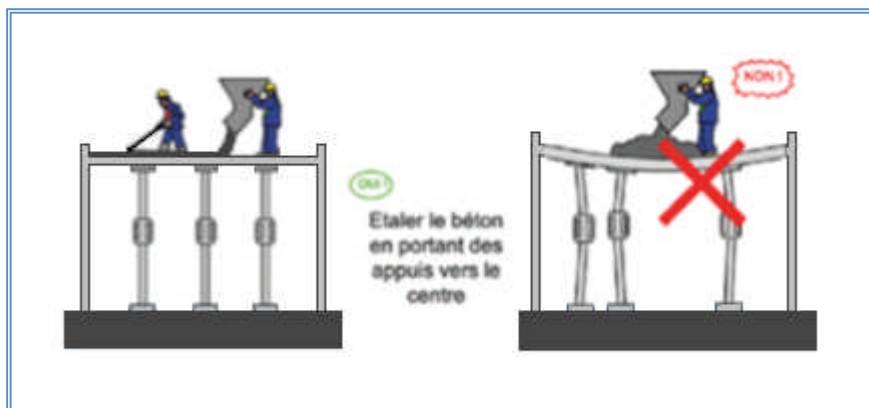
Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 2,553 \text{ KN.m}$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 3,315 \text{ KN.m}$
$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 8,420 \text{ KN.m}$

$$= \frac{u}{\times \times^2} = \frac{8,420 \times 10}{14,2 \times 120 \times 30^2} = 5,490 \gg = 0,392$$

$$\mu = 5,490 > \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_s \neq 0$$

Remarque

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

**Figure.III.5.** Choix de disposition des étaielements.

❖ **Calcul des étaielements**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaielements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors " μ " pour la comparer avec " μ_l ", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

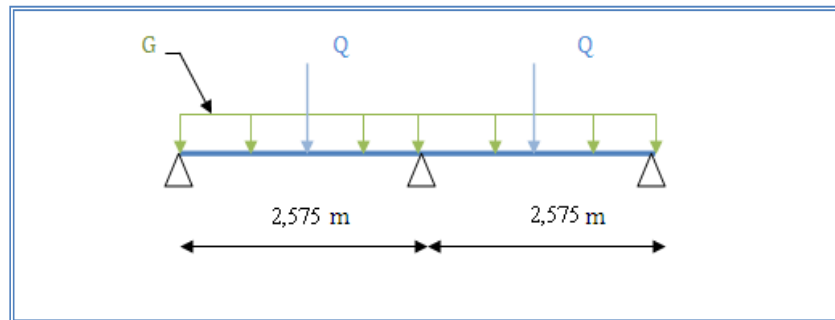


Figure.III.6. Travée avec un seul étau au milieu.

Pour un seul étau au milieu, on a :

$$L=2,575\text{m}$$

$$G = 0,77 \text{ (KN/ml)}$$

$$Q = \text{Max} [1 \text{ KN}; 1, 2875 \text{ KN}] = 1,287 \text{ (KN)}$$

$$M_G= 0,638 \text{ (KN.m)}$$

$$M_Q=0,828 \text{ (KN.m)}$$

$$M_u=2,103 \text{ (KN.m)}$$

$$= \frac{u}{\times \times^2} = \frac{2,103 \times 10}{14,2 \times 120 \times 30^2} = 3,085 \gg = 0,392$$

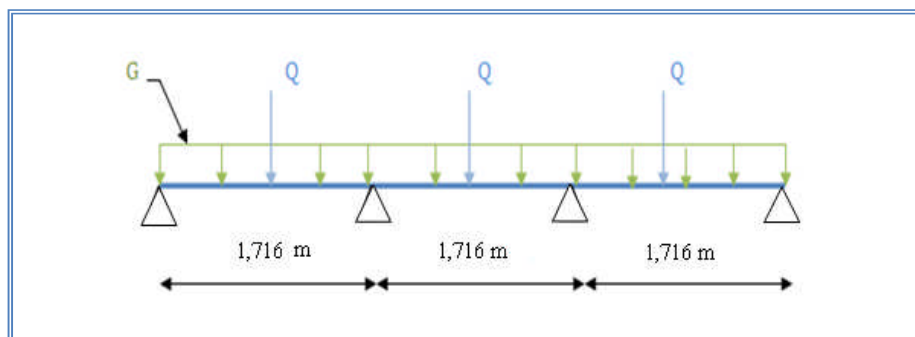


Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,76 m.

On ajoute un autre étaielement :

$$L=1,716 \text{ m}$$

$$G = 0,77 \text{ (KN/ml)}$$

$$Q = \text{Max} [1 \text{ KN}; 0,858 \text{ KN}] = 1 \text{ (KN)}$$

$$M_G = 0,283 \text{ (KN.m)}$$

$$M_Q = 0,429 \text{ (KN.m)}$$

$$M_u = 1,025 \text{ (KN.m)}$$

$$= \frac{u}{\times \times^2} = \frac{1,025 \times 10}{14,2 \times 120 \times 30^2} = 0,668 > = 0,392$$

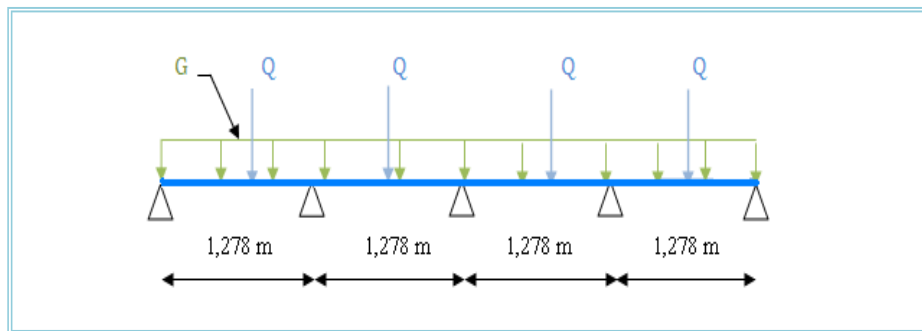


Figure.III.8. Travée avec trois étais espacés de 1,27 m.

On ajoute un autre étaielement.

$$L=1,287 \text{ m}$$

$$G = 0,77 \text{ (KN/ml)}$$

$$Q = \text{Max} [1 \text{ KN}; 0,643 \text{ KN}] = 1 \text{ (KN)}$$

$$M_G = 0,159 \text{ (KN.m)}$$

$$M_Q = 0,321 \text{ (KN.m)}$$

$$M_u = 0,696 \text{ (KN.m)}$$

$$= \frac{u}{\times \times^2} = \frac{0,696 \times 10}{14,2 \times 120 \times 30^2} = 0,543 > = 0,392$$

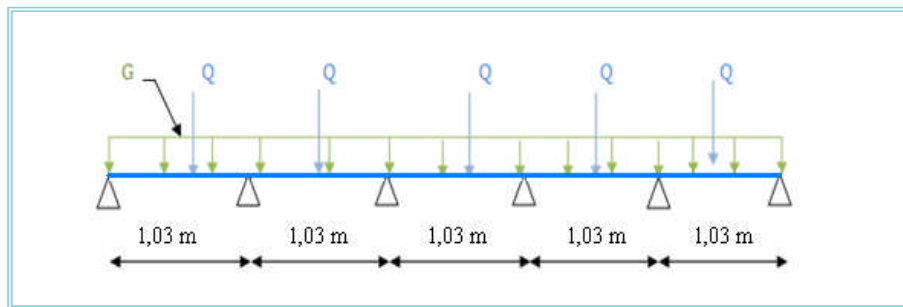


Figure.III.9. Travée avec quatre étais espacés de 1,03 m.

On ajoute un autre étalement :

$$L=1,03 \text{ m}$$

$$G = 0,77 \text{ (KN/ml)}$$

$$Q = \text{Max} [1 \text{ KN}; 0,515 \text{ KN}] = 1 \text{ (KN)}$$

$$M_G=0,102 \text{ (KN.m)}$$

$$M_Q=0,257 \text{ (KN.m)}$$

$$M_u=0,523 \text{ (KN.m)}$$

$$= \frac{u}{x \times x^2} = \frac{0,523 \times 10}{14,2 \times 120 \times 30^2} = 0,341 < = 0,392$$

Alors il faut prévoir quatre étalements le long de la travée espacés de 103 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2.3. Après coulage

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

Quatre types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 1 seule travée.
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 5 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

a. Méthode de calcul des poutres

a.1. Méthode forfaitaire

❖ **Conditions d'application** (Art-6.2.210 /BAEL 91 modifier 99).

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation**

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min} (2G \text{ et } 5 \text{ KN/m}^2)$

Charges concentrées : $P \leq \text{Min} (Q/4 \text{ et } 2 \text{ KN})$

P : charge permanente concentrée (en KN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques**

- Le moment d'inertie de la poutre doit être le même pour toutes les travées.

- Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre

$$0,8 \text{ et } 1,25 : 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

- **Condition concernant le type de fissuration**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ **Principe de la méthode** (Art..E.1.2 /BAEL 91 modifier 99).

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée M_t et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : moment en travée.

M_w : moment à l'appui de gauche.

M_e : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{l_w}{l_e}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$$M_t + ((M_w + M_e)/2) \geq \text{Max} (1,05M_0 \text{ et } (1 + 0,3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \begin{cases} ((1,2+0,3 \alpha)/2).M_0 & \text{Pour les travées de rive.} \\ ((1+0,3 \alpha)/2).M_0 & \text{Pour les travées intermédiaires.} \end{cases}$$

❖ Les moments d'encastrement des appuis :

- $M_a \geq 0,6 M_0$ cas des poutres à 2 travées.
- $M_a \geq 0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- $M_a \geq 0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

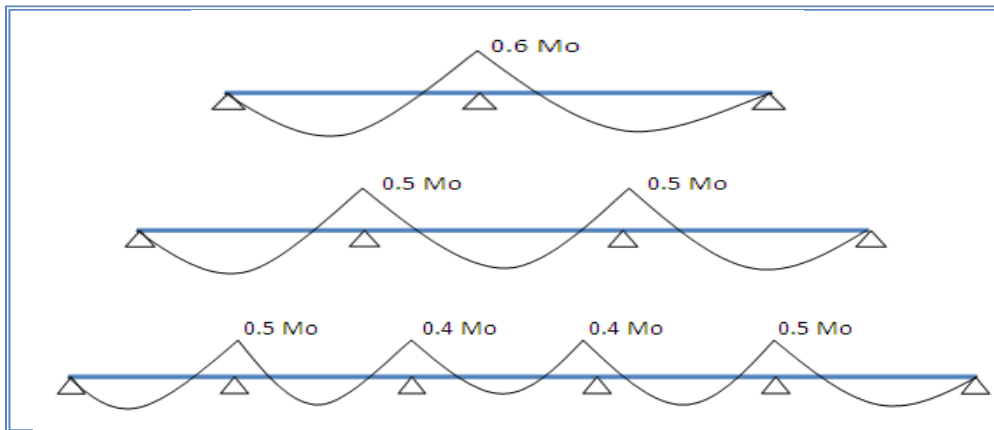


Figure.III.10. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

Remarque

- 1) M_0 : moment isostatique ($M_0 = QL^2/8$)
- 2) Dans les expressions ci-dessus les moments M_w et M_e sont pris en valeur absolues.
- 3) Sur un appui considéré, on retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.
- 4) Si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrement avec un moment ($M_a = 0,2 M_0$).
- 5) L'effort tranchant est égale :

$$T_w = QL/2 + ((M_w - M_e)/L)$$

$$T_e = -QL/2 + ((M_w - M_e)/L)$$
- 6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_a = M_b = -0,5 M_0$$

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

- $Q \leq \text{Min} \begin{cases} 2.G \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad (\text{C.V})$
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- 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)

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

a.2.Méthode de Caquot(Art..E.2.2.1 /BAEL 91 modifier 99).

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Tableau.III.6. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	MA=0,2M0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w.l_w^3 + q_e.l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')}$
Longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	T_w	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	T_e	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

M_0 : Moment isostatique.

M_w, M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

l'_w : Longueurs de travées fictives à gauche.

l'_e : Longueurs de travées fictives à droite.

l : Représente la portée de la travée libre.

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b. Calcul des charges et surcharges

Tableau.III.7. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m ²	Q KN/m ²	P _u KN/m	P _{ser} KN/m
Plancher terrasse	$6,55 \times 0,65 = 4,257$	$1 \times 0,65 = 0,650$	6,722	4,925
Plancher courant	$6,25 \times 0,65 = 4,063$	$1,5 \times 0,65 = 0,976$	6,949	5,037

c. Sollicitations de calcul

Les calculs sont faits pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferrailage pour toutes les poutrelles.

• Poutrelles à deux travées

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime

❖ Travée AB

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,949 \cdot 3,95^2}{8} = 13,552 \text{ KN.m}$$

$$M_w = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 13,552 = 2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,6 \cdot M_0 = 0,6 \cdot 20,432 = 12,26 \text{ KN.m}$$

Calcul Mt:

$$\alpha = \frac{M_e}{M_e + M_w} = \frac{12,26}{12,26 + 2,71} = 0,193$$

$$1+0,3 \alpha = 1 + 0,3.(0,193) = 1,058$$

$$M_t = 1,058.M_0 - (M_w + M_e) / 2$$

$$M_t = 1,058.13,552 - (2,71 + 12,26) / 2 = 6,85 \text{ KN.m}$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = (1,2 + 0,3.0,193) / 2 = 0,629$$

$$M_t = 1,058 M_0 = 0,629 \cdot 13,552 = 8,524 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{MAX} (6,85 ; 8,524) = 8,524 \text{ KN.m}$$

$$T_w = PL/2 + ((M_w - M_e)/L) = 6,949.3,95 / 2 + ((2,71 - 12,26)/3,95) = 16,141 \text{ KN}$$

$$T_e = -PL/2 + ((M_w - M_e)/L) = -6,949.3,95 / 2 + ((2,71 - 12,26)/3,95) = -11,30 \text{ KN}$$

❖ Travée BC

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,949.4,85^2}{8} = 20,432 \text{ KN.m}$$

$$M_w = 0,2 \cdot M_0 = 0,2.20,432 = 4,086 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,6 \cdot M_0 = 0,6.20,432 = 12,26 \text{ KN.m}$$

$$M_t = ?$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + 0,3} = \frac{1}{1,3} = 0,193$$

$$1+0,3 \alpha = 1 + 0,3.(0,193) = 1,058$$

$$M_t = 1,058.M_0 - (M_w + M_e) / 2$$

$$M_t = 1,058.20,432 - (4,086 + 12,26) / 2 = 13,45 \text{ KN.m}$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = (1,2 + 0,3.0,193) / 2 = 0,629$$

$$M_t = 0,629.M_0 = 0,629 \cdot 20,432 = 12,851 \text{ KN.m}$$

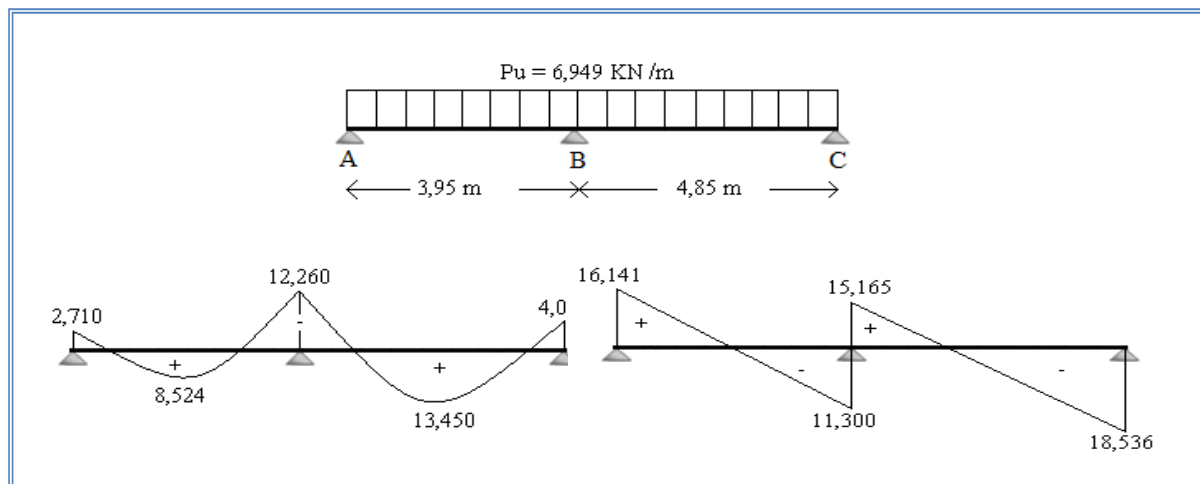
$$M_t = \text{MAX} (13,45 ; 12,851) = 13,45 \text{ KN.m}$$

$$T_w = QL/2 + ((M_w - M_e)/L) = 6,949.4,85 / 2 + ((4,086 - 12,26)/4,85) = 15,165 \text{ KN}$$

$$T_e = -QL/2 + ((M_w - M_e)/L) = -6,949.4,85 / 2 + ((4,086 - 12,26)/4,85) = -18,536 \text{ KN}$$

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

Travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$T_e(\text{KN})$	$T_w(\text{KN})$
A – B	13,552	8,524	2,710	12,260	-11,300	16,141
B – C	20,423	13,450	12,260	4,086	-18,536	15,165

**Figure.III.11.** Diagramme des moments et des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service

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

Travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$
A – B	9,823	7,740	1,964	8,886
B – C	14,810	11,670	8,886	2,962

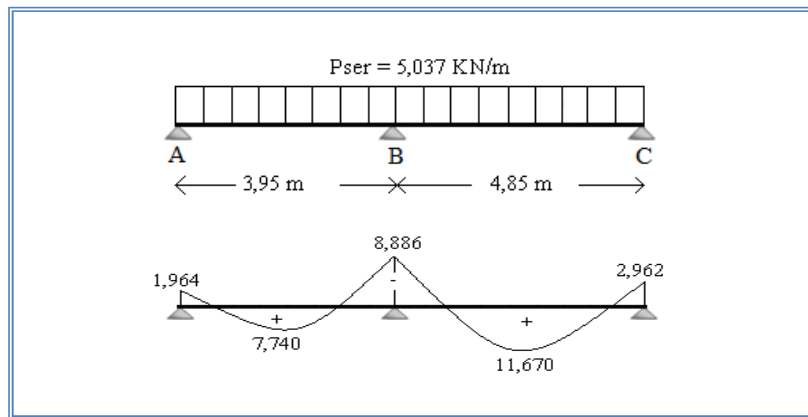


Figure.III.12.Diagramme des moments aux appuis et en travées à l'ELS.

- **Poutrelles à cinq travées**

- a. **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime**

- ❖ **Travée AB et EF**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,949 \cdot 3,55^2}{8} = 10,946 \text{ KN.m}$$

$$M_w = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 10,946 = 2,189 \text{ KN.m}$$

$$l'_w = l = 3,55 \text{ m}$$

$$l'_e = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 3 = 2,4 \text{ m}$$

$$M_e = \frac{6,949 \cdot 3,55^3 + 6,949 \cdot 2,4^3}{8,5(3,55 + 2,4)} = 8,046 \text{ KN.m}$$

$$M_t = M_0 - (M_w + M_e) / 2$$

$$M_t = 10,946 - (2,189 + 8,046) / 2 = 5,828 \text{ KN.m}$$

$$T_w = PL/2 + ((M_e - M_w)/L) = 6,949 \cdot 3,55 / 2 + ((8,046 - 2,189) / 3,55) = 13,983 \text{ KN}$$

$$T_e = -PL/2 + ((M_e - M_w)/L) = -6,949 \cdot 3,55 / 2 + ((8,046 - 2,189) / 3,55) = -10,684 \text{ KN}$$

- ❖ **Travée BC et DE**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,949 \cdot 3^2}{8} = 7,817 \text{ KN.m}$$

$$M_w = 8,046 \text{ KN.m}$$

$$l'_w = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 3 = 2,4 \text{ m}$$

$$l'_e = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 5,15 = 4,12 \text{ m}$$

$$M_e = \frac{6,949 \cdot 2,4^3 + 6,949 \cdot 4,12^3}{8,5(2,4 + 4,12)} = 10,502 \text{ KN.m}$$

$$M_t = M_0 - (M_w + M_e) / 2$$

$$M_t = 7,817 - (8,046 + 10,502) / 2 = -1,457 \text{ KN.m}$$

$$T_w = PL/2 + ((M_e - M_w)/L) = 6,949 \cdot 3 / 2 + ((10,502 - 8,046)/3) = 11,240 \text{ KN}$$

$$T_e = -PL/2 + ((M_e - M_w)/L) = -6,949 \cdot 3 / 2 + ((10,502 - 8,046)/3) = -9,604 \text{ KN}$$

❖ Travée CD

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,949 \cdot 5,15^2}{8} = 23,038 \text{ KN.m}$$

$$M_w = 10,502 \text{ KN.m}$$

$$l'_w = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 5,15 = 4,12 \text{ m}$$

$$l'_e = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 3 = 2,4 \text{ m}$$

$$M_e = \frac{6,949 \cdot 4,12^3 + 6,949 \cdot 2,4^3}{8,5(2,4 + 4,12)} = 10,502 \text{ KN.m}$$

$$M_t = M_0 - (M_w + M_e) / 2$$

$$M_t = 23,038 - (10,502 + 10,502) / 2 = 12,536 \text{ KN.m}$$

$$T_w = PL/2 + ((M_e - M_w)/L) = 6,949 \cdot 5,15 / 2 + ((10,502 - 10,502)/5,15) = 17,893 \text{ KN}$$

$$T_e = -PL/2 + ((M_e - M_w)/L) = -6,949 \cdot 5,15 / 2 + ((10,502 - 10,502)/5,15) = -17,893 \text{ KN}$$

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Te(KN)	Tw (KN)
A – B	10,946	5,828	2,189	8,046	-10,684	13,983
B – C	7,817	-1,457	8,046	10,502	-9,604	11,240
C – D	23,038	12,536	10,502	10,502	-17,893	17,893
D - E	7,817	-1,457	10,502	8,046	-9,604	11,240
E - F	10,946	5,828	8,046	2,189	-10,684	13,983

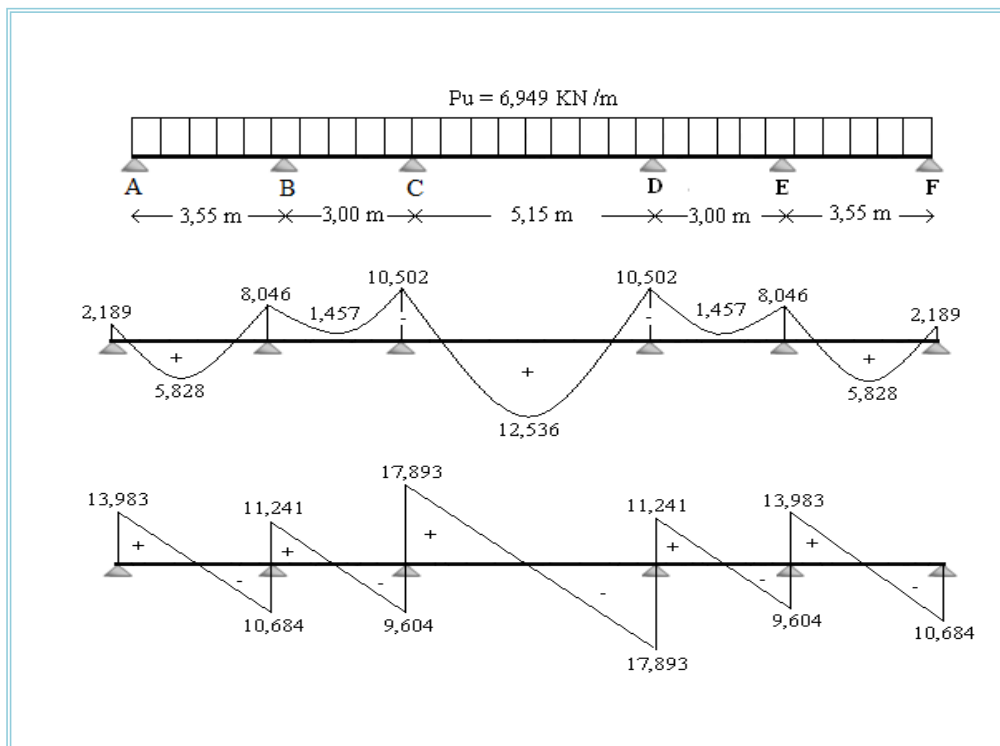
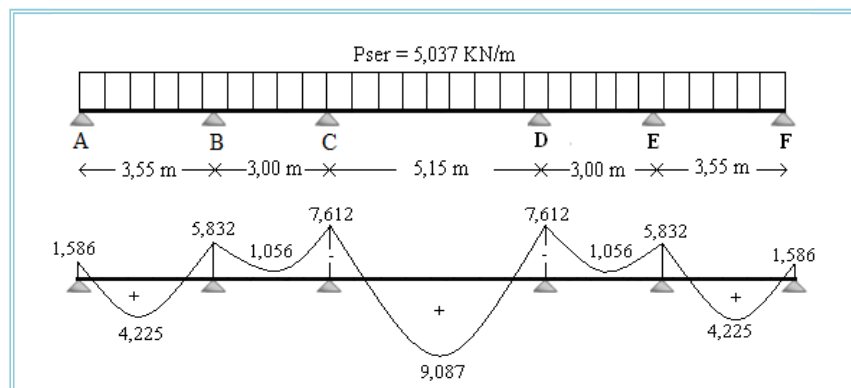
**Figure.III.13.** Diagramme des moments et des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.**b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service**

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

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)
A – B	7,934	4,225	1,586	5,832
B – C	5,666	-1,056	5,832	7,612
C – D	16,699	9,087	7,612	7,612
D - E	5,666	-1,056	7,612	5,832
E - F	7,934	4,225	5,832	1,586

**Figure.III.14.** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

- Poutrelles à six travées**

- a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime**

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

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Te(KN)	Tw (KN)
A – B	5,214	1,787	1,042	5,812	-6,565	10,460
B – C	10,946	5,175	5,812	5,730	-12,357	12,310
C – D	7,817	1,920	5,730	6,064	-10,311	10,534
D - E	11,891	5,827	6,064	6,064	-12,855	12,858
E - F	7,817	0,762	6,064	8,046	-9,762	11,080
F - G	10,946	5,828	8,046	2,189	-13,983	10,684

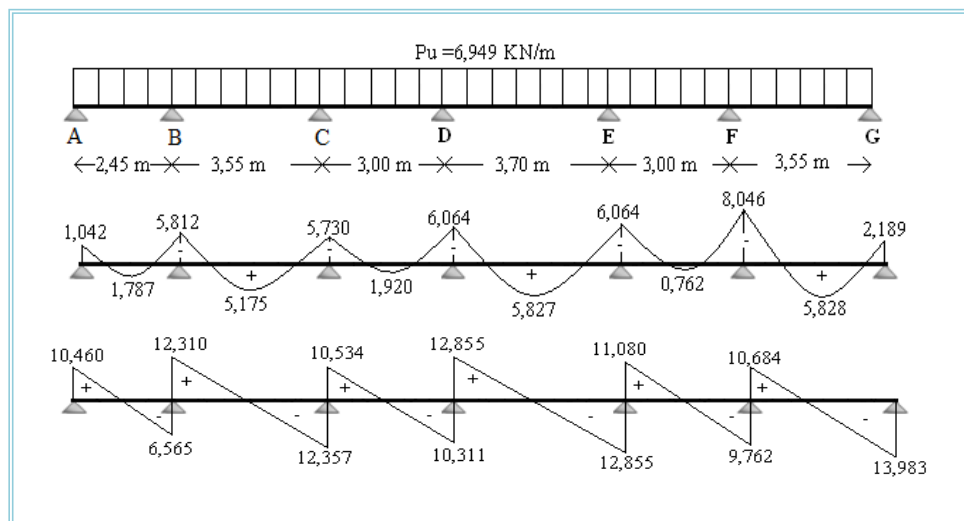


Figure.III.15. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service

Tableau.III.13. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)
A – B	3,779	1,295	0,755	4,213
B – C	7,934	3,751	4,213	4,153
C – D	5,666	1,392	4,153	4,395
D - E	8,619	4,224	4,395	4,395
E - F	5,666	0,552	4,395	5,832
F - G	7,934	4,225	5,832	1,586

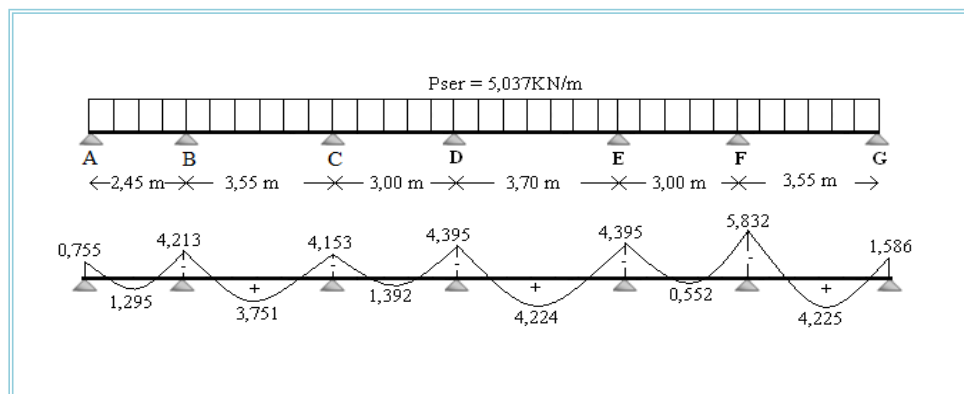


Figure.III.16. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

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

Tableau.III.14. Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	Mault (KN.m)	Mtult (KN.m)	Tu (KN)	Maser (KN.m)	Mtser (KN.m)
sollicitations	12,260	13,450	18,536	8,886	11,670
référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées

III.3.2.4.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 en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $h = 21 \text{ cm}$
- $h_0 = 5 \text{ cm}$
- $d = 19 \text{ cm}$
- $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

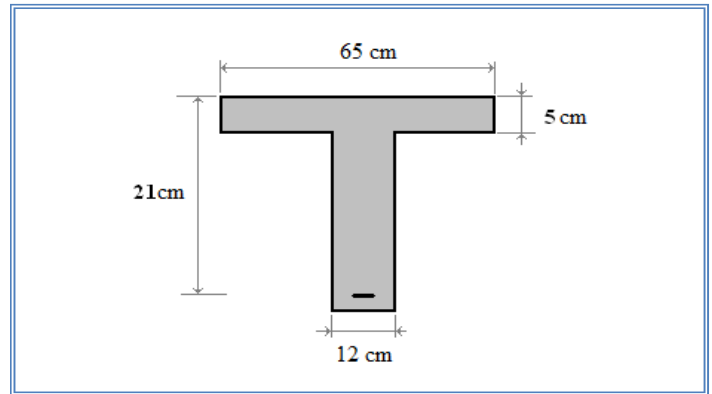


Figure. III.17.Section de béton des poutrelles.

En travée

- **Le moment équilibré par la table de compression**

$$M_{tul} = 13,45 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b \cdot (d - h_0/2) = 650 \cdot 50 \cdot 14,2 \cdot (190 - 50/2) = 76,148 \text{ (KN.m)}$$

$M_{tul} \leq M_0$ $\Rightarrow$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \cdot h)$, $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 21 \text{ cm}$

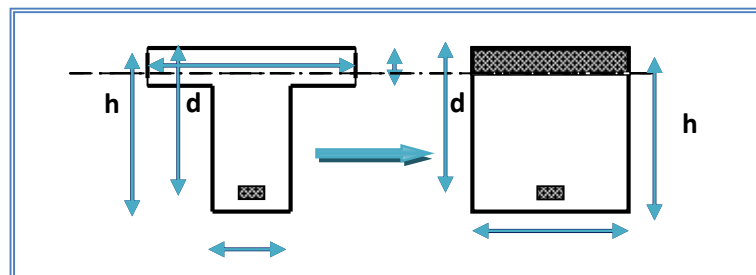


Figure. III.18.Coupe des sections rectangulaire et section en T.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,45 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 650 \cdot 190^2} = 0,04$$

$$= 0,04 < \mu_l = 0,392$$

Donc pas d'acier comprimé $A' = 0$

$$= 0,5 + \frac{1 - 2}{2} = 0,5 + \frac{1 - 2(0,04)}{2} = 0,98$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13,45 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,98 \cdot 190} = 2,07 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité**(Art..4.2.1/BAEL 91 modifier 99).

$$A \geq A_{\min}$$

$$= 0,23. . . —$$

$$\text{Donc : } A = 2,07 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,365 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

$$\text{On adoptera : } A = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

En appui

$$M_{\text{aul}} = 12,26 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec **d=19cm** et **b =12cm**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,26 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 120 \cdot 190^2} = 0,20$$

$$= 0,20 < \mu_l = 0,392$$

Donc pas d'acier comprimé $A' = 0$

$$= 0,5 + \frac{1 - 2}{2} = 0,5 + \frac{1 - 2(0,20)}{2} = 0,887$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,26 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,887 \cdot 190} = 2,09 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité**(Art..4.2.1/BAEL 91 modifier 99).

$$A \geq A_{\min}$$

$$= 0,23. . . —$$

$$\text{Donc : } A = 2,09 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,252 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

$$\text{On adoptera : } A = 1 \text{ HA}10 + 1 \text{ HA}14 = 2,32 \text{ cm}^2$$

Les résultats du calcul

Tableau.III.15.Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	Mu (KN.m)	13,450	12,260
	M0 (KN.m)	M0=b.h0. b adm.(d-h0/2)=65.10-2.50.14,2.(190-50/2)= 60,918 (KN.m)	
		Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×21) ⇒ calcul en flexion simple	Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×21) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,040	0,200
	μl	0,392	
	μ < μl	Oui	Oui
	β	0,980	0,887
	A' (cm ²)	0	0
	A (cm ²)	2,070	2,090
	Amin (cm ²)	1,365	0,252
	Le choix	3HA10=2,35	1HA10+1HA14=2,32

- **Vérification à L'ELS**

$$M_{t \text{ ser}} = 11,670 \text{ KN.m} \quad ; \quad A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$M_{a \text{ ser}} = 8,886 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 2,35 \text{ cm}^2$$

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A.y - 15A.d = 65y^2 + 70,5.y - 30.2,35.19 = 0 \Rightarrow y = 4,030 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65.4,03^3}{3} + 15.2,35(19 - 4,03)^2 + 15.0(19 - 4,03)^2 = 9317,65 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11,67}{9317,65} = 0,125 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 0,125 \cdot 4,03 = 5,04 \text{ MPA}$$

$$5,04 \leq 15 \quad (\text{C.V.})$$

Remarque : on fait le même calcul pour l'appui. Tel que les résultats sont les suivants :

Tableau.III.16. Vérification à l'ELS.

Mser (KN.m)	11,670	8,886
b adm(MPa)	15	
y1 (cm)	4,030	7,990
IG ()	9317,650	6258,789
K (N/)	0,125	0,142
b (MPa)	5,040	11,340
b ≤ b adm	Oui	Oui

Conclusion: Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.17. Ferrailages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armatures	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2,35	Aa=1HA14+1HA10=2,32

b. Calcul des armatures transversales

$$\text{On a: } \phi \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right] \rightarrow \phi \leq \min [6,00 ; 12 ; 10]$$

On adopt: $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

$$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0,28 \text{ cm}^2 ; \quad n_t = 2.$$

$$A_t = a_t \cdot n_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

• **Espacement**

$$S_t \leq \min[0,9 d, 40 \text{ cm}] = 18,9 \text{ cm}$$

$$A_{t \min} \leq 0,003 S_t \cdot b \text{ (Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003)}.$$

$$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0,003 \cdot b} = 15,55 \text{ cm} , \text{ on adopt: } S_t = 16 \text{ cm}.$$

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$

Avec $k = 1$ (flexion simple) ; $\alpha = 90^\circ$.

$$\frac{0,56 \times 10^2}{120 \times 160} = 0,00291 \geq \frac{1,15(0,813 - 0,3 \times 2,1 \times 1)}{0,9 \times 400 \times (0 + 1)} = 0,0005$$

$$A_t \geq A_{t \min} = \frac{0,4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4 \cdot 12 \cdot 16}{400} = 0,19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = 0,19 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

Tableau.III.18. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversals	espacement
2φ6	16cm

III.3.2.5.Vérifications

a) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18,536 \times 10^3}{120 \times 190} = 0,813 \text{ MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,813 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

b) Vérification au voisinage de l'appui

Appui de rive: $M_u = 12,260 \text{ KN.m} > 0,9.V_u.d = 3,170 \text{ KN.m}$

Aucun prolongement à faire

c) Vérification de la compression dans la bielle de béton

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{1,5} b_0.a$$

$$a = \text{Min} [b - c - 2; 0,9d] = \text{Min} [65 - 2 - 2; 0,9 \times 19] = 17,1 \text{ cm}$$

$$V_u = 18,536 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 120 \times 171 = 136,8 \text{ KN} \quad (\text{c.v})$$

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

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 18,536 \times 10^3}{120 \times 171} = 1,806 \text{ MPa} < 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,667 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$A = 2,32 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 18,536 \times 10^3}{400} = 0,53 \text{ cm}^2 \quad (\text{c.v})$$

e) Vérification de la flèche (Art.B.6.5.1/ BAEL 91 modifier 99).

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0,21}{5,15} = 0,040 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{c.n.v})$$

$$\frac{h}{L} = 0,040 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{12,436}{15.23,038} = 0,036$$

(c.v)

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{2,35}{12.19} = 0,0103 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,009 \quad (\text{c.n.v})$$

- Calcul de la flèche**

On doit passer au calcul des flèches;

$$M_{ser} = 9,087 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{2,35}{12.19} = 0,0103 \Rightarrow \rho = 0,0103 \Rightarrow \beta_1 = 0,859 \quad (\text{Tableau}).$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A} = \frac{9,087}{0,859.19.2,35} = 236,922 \text{ MPA}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right) 0,0103} = 3,991$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 1,596$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0103 \cdot 236,922 + 2,1} \Rightarrow \mu = 0,690$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 \cdot h^2}{2} + \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} + 15A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15A} = \frac{\frac{12 \cdot 21^2}{2} + \frac{(65 - 12) \cdot 5^2}{2} + 15 \cdot 2,35 \cdot 19}{12 \cdot 21 + (65 - 12) \cdot 5 + 15 \cdot 2,35} = 7,203 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} [y^3 + (h - y)^3] + \frac{(b - b_0) h_0^3}{12} + h_0 (b - b_0) (y - h_0 / 2)^2 + 15A (y - d)^2$$

$$I = \frac{12}{3} [7,203^3 + (21 - 7,203)^3] + \frac{(65 - 12) 5^3}{12} + 5(65 - 12)(7,203 - 5/2)^2 + 15 \cdot 2,35 (7,203 - 19)^2$$

$$I_0 = 23319,414 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 1,1 \cdot \frac{23319,414}{1 + 3,991 \cdot 0,69} \Rightarrow I_{fi} = 6833,455 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 1,1 \cdot \frac{23319,414}{1 + 1,596 \cdot 0,69} = 12207,722 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa} ; E_v = 1/3 E_i = 10721,398 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{9,087 \times 5,15^2 \times 10^8}{10 \cdot (32164,195 \times 6833,455)} \Rightarrow f_i = 10,960 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9,087 \times 5,15^2 \times 10^8}{10 \cdot (10721,398 \times 12207,722)} \Rightarrow f_v = 18,414 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 18,414 - 10,960 = 7,454 \text{ mm.}$$

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

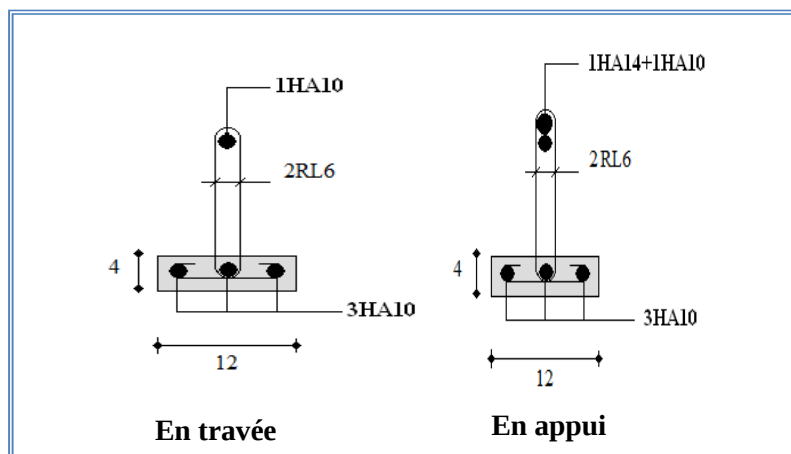
$$\text{Avec : } f_{\text{limite}} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{5150}{1000} + 0,5 \text{ cm} = 10,5 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \Delta f_t = 7,454 \text{ mm} < f_{\text{Limite}} = 10,5 \text{ mm}$$

Tableau.III.19. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	ρ	β_1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,087	2,35	7,203	0,010 3	0,859	236,92 2	0,690	3,991	1,596
I (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	L(m)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (m m)	$\Delta f < f_{adm}$
23319,4 14	6833,4 55	12207, 72	5,15	10,690	18,414	7,454	10,15	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement ($e=16+5\text{cm}$) du plancher à corps creux avec le même ferrailage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

**Figure.III.19.** Ferrailage des poutrelles.

III.4. Calcul des dalles

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastree à son extrémité de longueur de **1.40m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.

III.4.1. Les charges

a) Evaluation des charges

- Epaisseur de la dalle : $e = 15 \text{ cm}$
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - Charge permanentes : $G_1 = 5,49 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$
 - Charge de garde-corps : $G_2 = 1 \text{ KN/m}$
 - Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/m}$

b) Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

• Combinaison fondamentale

➤ L'ELU

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (5.49) + 1.5 (3.5) \Rightarrow q_u = 12.66 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35 G_2 = 1.35(1) \Rightarrow P_u = 1.35 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.5 Q_2 = 1.5(1) \Rightarrow Q_u = 1.5 \text{ KN}$$

➤ L'ELS

$$q_{ser} = G + Q = 5.49 + 3.5 \Rightarrow q_{ser} = 8.99 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G_s P_u = 1 \text{ KN}$$

$$Q_s = Q_2 Q_u = 1 \text{ KN}$$

• Schéma statique de calcul

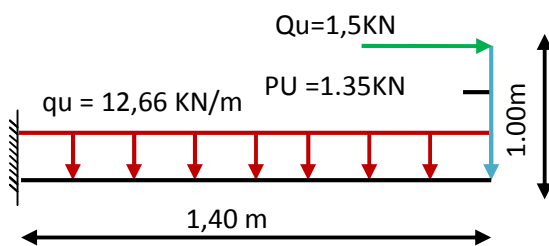


Fig.21. Schéma Statique (ELU)

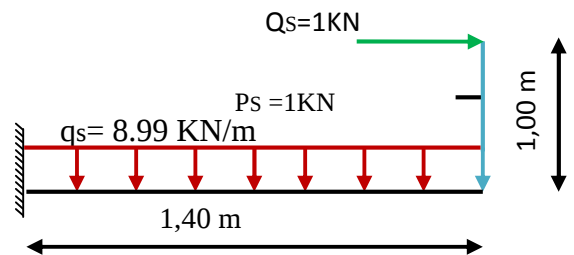


Fig.22. Schéma Statique (ELS)

- Evaluation des moments et des efforts tranchants

- L'ELU

- ❖ Tronçon : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_u(x) &= -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u(x) \\ M_u(x) &= -6,33 x^2 - 1,35 x - 1,5 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_u(0\text{m}) = -1,5 \text{ KN.m} \\ M_u(1,4\text{m}) = -15,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} T_u(x) &= \begin{cases} q_u x + p_u \\ 12,66x + 1,35 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_u(0\text{m}) = 1,35 \text{ KN} \\ T_u(1,4\text{m}) = 19,07 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

- L'ELS

- ❖ Tronçon : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\text{Ser}}(x) &= -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s(x) \\ M_{\text{Ser}}(x) &= -4,495 x^2 - x - 1 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_s(0\text{m}) = -1 \text{ KN.m} \\ M_s(1,4\text{m}) = -11,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} T_{\text{Ser}}(x) &= q_s x + p_s \\ T_{\text{Ser}}(x) &= 8,99 x + 1 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN} \\ T_s(1,4\text{m}) = 13,58 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau.III.20. Les moments et les efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.

Sollicitation	ELU		ELS	
	X = 0	X = 1.4	X = 0	X = 1.4
T(KN)	1.35	19.07	1	13.58
M(KN.m)	-1.5	-15.8	-1	-11.21

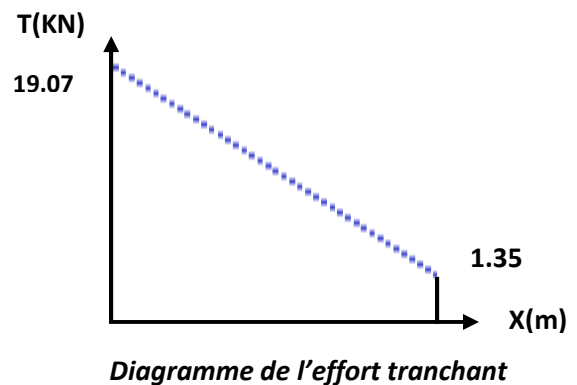
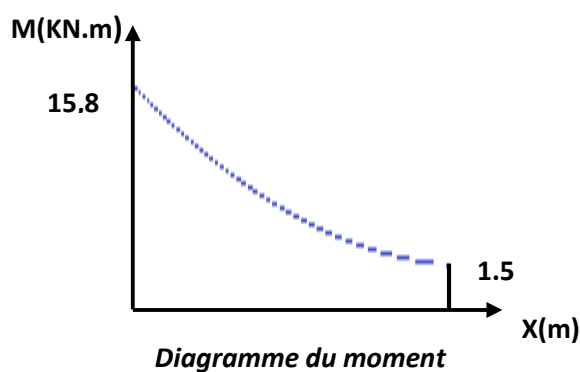


Tableau.III.23. Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

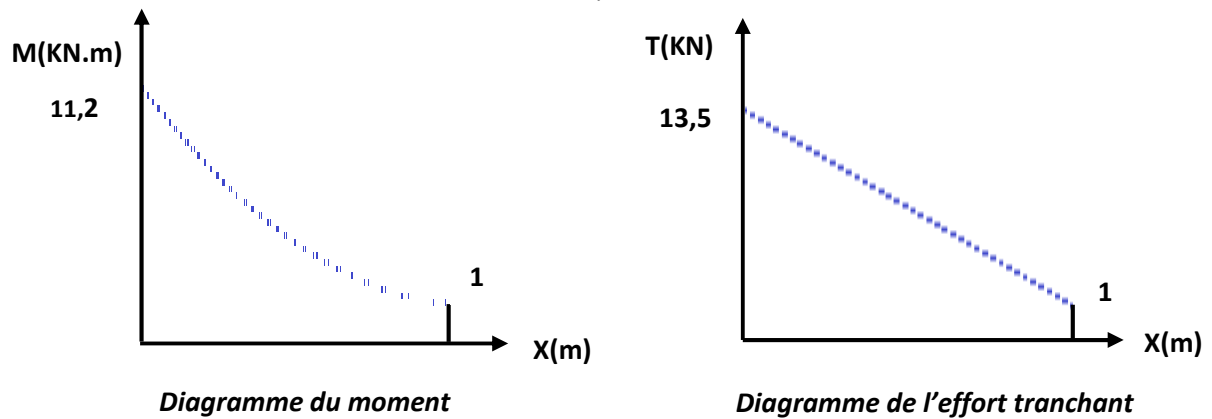


Tableau.III.24.Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

III.4.2. Calcul du ferrailage

a) Armatures principales

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.21.Les données.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1,5$	$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$	$e = 1,5 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	
Acier	FeE400	$F_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1,15$	$\overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15,8 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 130^2} = 0,0658$$

$$= 0,0658 < \mu_l = 0,392$$

Donc pas d'acier comprimé $A' = 0$

$$= 0,5 + \frac{1 - 2}{2} = 0,5 + \frac{1 - 2(0,0658)}{2} = 0,966$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,8 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,966 \cdot 130} = 3,62 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10 = 4,71 cm²

Avec : St = 17 cm

b) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1}{400} = 1,57 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ C.V.} \longrightarrow \\ A_r = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ C.V.} \longrightarrow \end{cases}$$

III.4.3. Vérifications**• Vérification à l'ELU****➤ Vérification de la disposition d'armature****1) Armature longitudinale**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec

h : l'épaisseur du balcon = 15 cm

$$S_t = 17 < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

2) Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \text{ C.V.} \longrightarrow$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u (\text{max}) = 19,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,07 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,147 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

a. Vérification des contraintes à l'état limite de service

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = 11,21 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 100y^2 + 30,471y - 30,471 \cdot 13 = 0 \Rightarrow y = 3,637 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \cdot 3,637^3}{3} + 15 \cdot 4,71 \cdot (13 - 3,637)^2 + 15 \cdot 0 \cdot (13 - 3,637)^2 = 7797,23 \text{ cm}^4$$

$$= \frac{100 \cdot 3,637^3}{3} = \frac{100 \cdot 48,17}{3} \cdot 3,637 = 5,23 \text{ MPA}$$

$$5,23 \leq 15 \quad (\text{C.V})$$

Tableau.III.22. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
11,21	4,71	7797,23	3,637	5,23	C.V

Conclusion

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.107 \geq 0.062 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.107 \geq 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \frac{4,71}{100 \times 13} = 0.0036 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

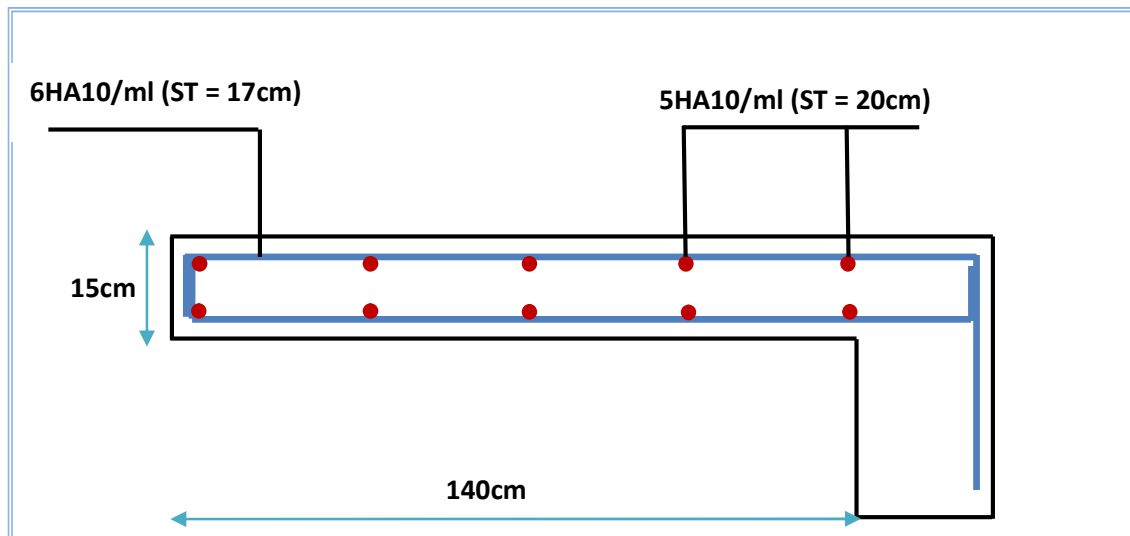


Figure III .25. Schéma de ferrailage du balcon

III.5.Calcul des escaliers**III.5.1. Introduction**

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.5.2.Terminologie

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.

- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'embranchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

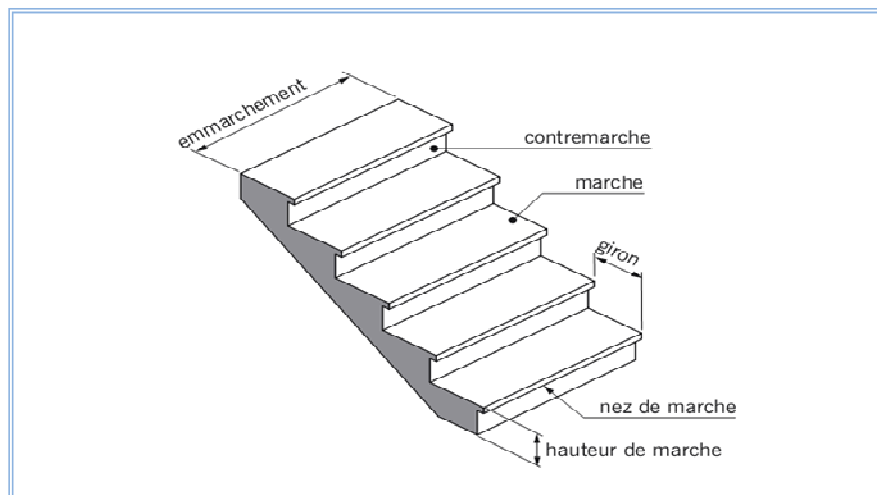


Figure.III.26.Représentation d'un escalier.

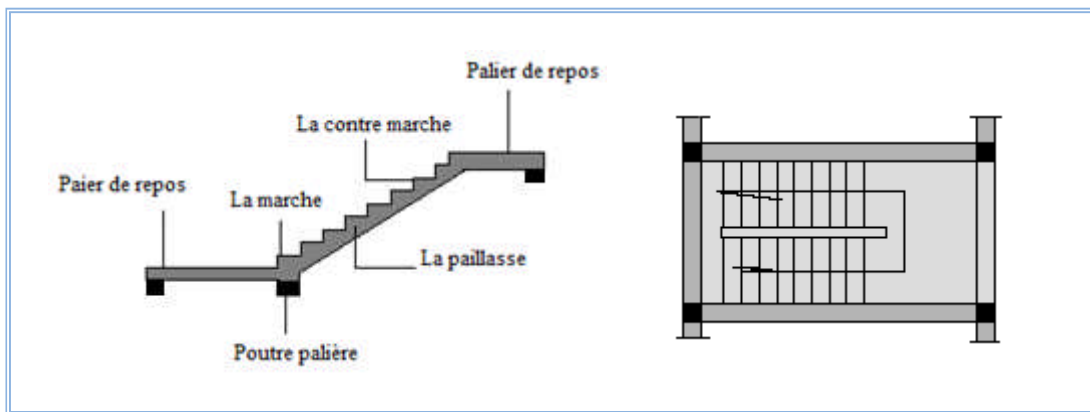


Figure.III.27. Vue en trévière et en plan de l'escalier.

III.5.3. Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de ce type d'escalier est comme suit:

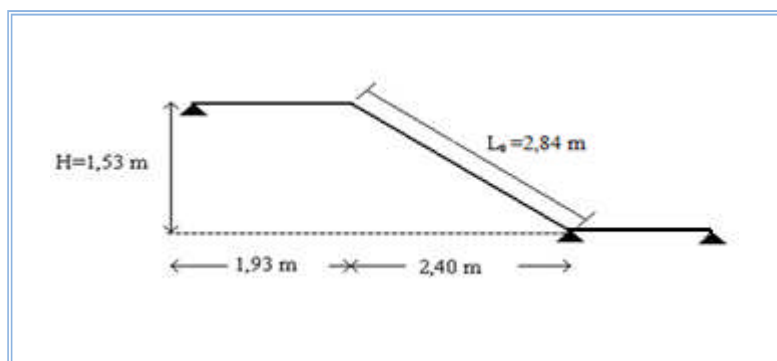


Figure.III.28. Dimensions de l'escalier.

- L'angle d'inclinaison α

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,40} \Rightarrow \alpha = 32,517^\circ$$

- Longueur de la paillasse

$$L_0 = \frac{H}{\sin \alpha} \Rightarrow L_0 = 2,84 \text{ m}$$

On utilisant la **formule de Blondel** [4] [Art 4.1.3] pour déterminer g, h, n.

Avec

g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad h = \frac{H}{n}$$

• **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

On pose :

$$x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$$

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0 \dots (*)$$

Pour la formule générale (*): $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

Et puisque ($H = 1,53\text{m}$, $L = 2,40\text{m}$)

$$\begin{cases} 66n^2 - 612n + 306 \leq 0 \\ 59n^2 - 605n + 306 \geq 0 \end{cases}$$

$$8,74 < n < 9,72$$

Donc on prend : $n=9$

Nombre de marches $n-1 = 8$

Nombre de contremarches $n = 9$

Hauteur de la contremarche $h = 17\text{cm}$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \quad g = 30,00\text{cm}$

• **Vérification de la formule de blondel**

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \quad (\text{C.V})$$

• **Epaisseur de la paillasse**

Pour les deux volets: $L = 1,93 + 2,84 = 4,77\text{m}$

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

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \text{Avec} \quad \Rightarrow 13,62 \leq e \leq 15,90\text{cm}$$

On prendra: $e_p = 15 \text{ cm}$

III.5.4. Evaluation des charges et surcharges

A. Charges permanentes

Tableau.III.23. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
			G	5,49

Tableau.III.24. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	$0,15 / \cos \alpha$	25	4,44
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	8,305

B. Surcharge d'exploitation

- ❖ La paillasse : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Le palier : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

III.5.5. Détermination des sollicitations

❖ ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

❖ ELS : $q_{ser} = G + Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.25. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
Palier	5,49	2,5	11,161	7,99
Paillasse	8,30	2,5	14,955	10,80

III.5.6. Détermination des efforts

a. Etat Limite Ultime

Réactions :

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b = (14,95.2,4) + (11,16.1,93) = 57,42 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_a. 4,33 = (14,95.2,4.1,2) + (11,16.1,93.3,365)$$

$$R_a = 26,680 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_b = 30,740 \text{ KN}$$

Tronçon 1 : ($0 \leq x \leq 1,93$)

➤ Moment fléchissant :

$$M(x) + 11,161x^2/2 - 26,69x = 0$$

$$M(x) = 26,69x - 11,161x^2/2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,93) = 30,726 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant:

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -11,161x + 26,69$$

$$T(0) = 26,69 \text{ KN}$$

$$T(1,93) = 5,15 \text{ KN}$$

Tronçon 2 : ($2,4 \geq x \geq 0$)

- Moment fléchissant : $M(x) = 30,73x - 14,955x^2/2$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,4) = 30,72 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -30,73 + 14,95x$

$$T(0) = -30,73 \text{ kN.m}$$

$$T(2,4) = 5,15 \text{ KN.m}$$

Calcul de $M_{\max}$ et $T_{\max}$:

$$T(x)=0 \rightarrow -30,73 + 14,95x = 0$$

$$X = 2,05$$

$$M_{\max} = M(2,05) = 30,73 \cdot 2,05 - 14,955(2,05)^2/2$$

$$M_{\max} = 31,587 \text{ KN.m} \quad \text{à } x = 2,05 \text{ m}$$

$$T_{\max} = 30,73 \text{ KN} \quad \text{à } x = 4,33 \text{ m}$$

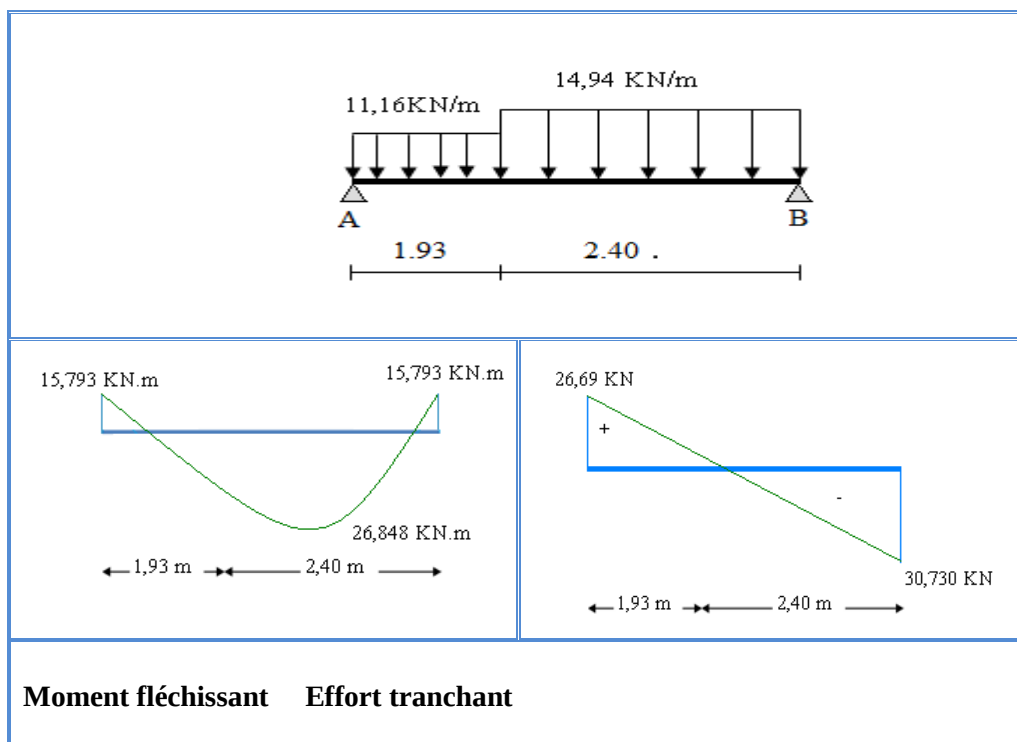


Figure.III.24. Schéma statique et les efforts internes du l'escalier à l'E.L.U.

b. Etat Limite de service**Réactions :**

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b = (10,8 \cdot 2,4) + (7,99 \cdot 1,93) = 41,34 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_a \cdot 4,33 = (7,99 \cdot 1,93 \cdot 0,965) + (10,80 \cdot 2,4 \cdot 1,3)$$

$$R_a = 19,17 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_b = 22,17 \text{ KN}$$

Tronçon 1 : ($0 \leq x \leq 1,93$)

➤ Moment fléchissant : $M(x) = 19,17 - 3,995x^2/2$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,93) = 22,11 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant: $T(x) = 19,17 - 7,99 x$

$$T(0) = 19,17 \text{ KN}$$

$$T(2,3) = 3,74 \text{ KN}$$

Tronçon 2 : ($2,40 \geq x \geq 0$)

➤ Moment fléchissant : $M(x) = 22,17 x - 5,40x^2/2$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,4) = 22,11 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -19,17 + 10,80x$

$$T(0) = 22,17 \text{ KN.m}$$

$$T(2,4) = 3,74 \text{ KN.m}$$

Calcul de $M_{\max}$ et $T_{\max}$:

$$M_{\max} = 22,75 \text{ KN.m} \quad \text{à } x = 2,05 \text{ m}$$

$$T_{\max} = 22,17 \text{ KN} \quad \text{à } x = 4,33 \text{ m}$$

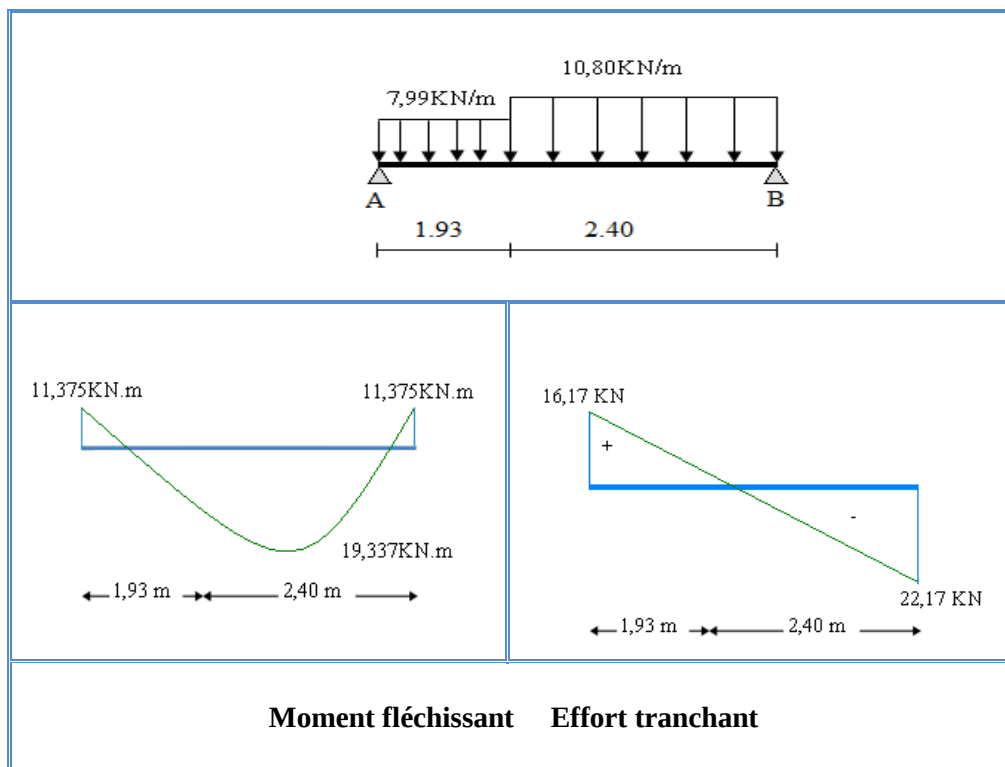


Figure.III.25. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

c. Récapitulation

$$M_t = 0,85 M_{\max}$$

$$M_a = 0,5 M_{\max}$$

Tableau.III.26. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	26,848	15,793	30,730
E.L.S	19,337	11,375	22,170

III.5.7. Calcul du ferrailage

Tableau.III.27.Les données.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1,5$	$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13 \text{ cm}$
Acier	FeE400	Fe=400MPa	$\gamma_s = 1,15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Le calcul du ferrailage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

- **En travée**

$$M_{\max} = 31,587 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot 31,587 = 26,848 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{26,848 \cdot 10^6}{1,42 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,112$$

$$= 0,112 < \mu_l = 0,392$$

Donc pas d'acier comprimé $A' = 0$

$$= 0,5 + \frac{1 - 2}{2} = 0,5 + \frac{1 - 2(0,112)}{2} = 0,94$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{26,848 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,94 \cdot 13} = 6,31 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité** (Art. 4.2.1/BAEL 91 modifier 99).

$$A \geq A_{\min}$$

$$= 0,23 \cdot \dots \text{ —}$$

$$\text{Donc : } A = 6,31 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

$$\text{On adoptera : } A = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = A/4$$

$$A_r = 6,78/4 = 1,7 \text{ cm}^2$$

En travée: on adopte: $A = 6\text{T}10 / \text{ml}$

- **En appuis**

$$M_{\max} = 31,587 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,5 \cdot 31,587 = 15,793 \text{ kN.m}$$

$$\frac{15,793}{26,848} = \frac{0,066}{0,112} = 0,066$$

$$= 0,066 < \mu_l = 0,392$$

Donc pas d'acier comprimé $A' = 0$

$$= 0,5 + \frac{1}{2} = 0,5 + \frac{1}{2} = 0,966$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,793 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,966 \cdot 13} = 3,61 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité** (Art. 4.2.1/BAEL 91 modifier 99).

$$A \geq A_{\min}$$

$$= 0,23 \cdot \frac{1}{2} = 0,115$$

$$\text{Donc : } A = 3,61 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

$$\text{On adoptera : } A = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

• **Armature de répartition**

$$A_r = A/4$$

$$A_r = 6,78/4 = 1,7 \text{ cm}^2$$

En appuis : on adopte : $A = 6\text{T}10 / \text{ml}$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau.III.28. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm ²)	A' (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
En travée	26,848	0,112	0,940	6,31	0	1,50	6HA12= 6,78
En appuis	15,793	0,066	0,966	3,61	0	1,50	6HA12= 6,78

a. Condition d'espacement

Pour les armatures longitudinales:

$$S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min} [3h; 33] = 33 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

Pour les armatures transversales :

$$S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min} [4h; 45] = 45 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

b. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{30,73.10^3}{1000.130} = 0,236MPa$$

$$\tau_u = 0,236MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa \quad (c.v)$$

C. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6. f_{c28} = 0,6. 25 = 15MPa$$

Tableau.III.29. Vérification du ferrailage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm ²)	6,78	6,78
M _{ser} (kN.m)	19,337	11,375
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4,224$	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4,224$
I (cm ⁴)	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 31034,78$	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 31034,78$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y = 2,631$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y = 1,548$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion: Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

d. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0,15}{4,33} = 0,034 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (c.n.v)$$

$$\frac{h}{L} = 0,034 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0,056 \quad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,0052 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,009 \quad (\text{c.v})$$

On a trouvé deux conditions qui ne sont pas vérifiées. Donc on doit passer au calcul de la flèche.

e. Calcul de la flèche

$$M_{ser} = 19,337 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{\frac{b_0 \cdot h^2}{2} + \frac{(b - b_0)h_0^2}{2} + 15A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15A} = \frac{100 \cdot 15 \cdot 15}{2} + 15 \cdot 6,78 \cdot 13}{100 \cdot 15 + 15 \cdot 6,78} = 7,84 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} [y^3 + (h - y)^3] + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + h_0(b - b_0)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

$$I = \frac{100}{3} [7,84^3 + (15 - 7,84)^3] + 15 \cdot 6,78 (7,84 - 13)^2$$

$$I_0 = 3,100 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6,78}{100 \cdot 13} = 0,0052 \quad ; \quad \beta = 0,891$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{19,337}{0,891 \cdot 13 \cdot 6,78} = 246,22 \text{ MPA}; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}};$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad (\text{Déformation instantanée});$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \quad (\text{Déformation de longue durée}).$$

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\text{Module de déformation longitudinale instantanée } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\text{Module de déformation longitudinale différée } E_v = E_i/3$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}; \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad \Delta f_t = f_v - f_i$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4,33}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

Tableau.III.30. Valeur de la flèche.

$M_{ser}(kN.m)$	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm ⁴)	E_i (MPa)
19,337	0,0052	246,22	0,491	4,038	1,615	3,100.104	32164,20
E_v (MPa)	I_{fi} (cm4)	I_{fv} (cm4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721,39	11435,05	19022,59	17,77	10,51	7,26	8,6	cv

III.6. Calcul de la poutre palière

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

III.6.1. Pré dimensionnement

La longueur de la poutre: $L = 2,70m$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad ; \quad 0,6h \leq b \leq h$$

$$L = 2,70m \Rightarrow 18,00 \leq h \leq 27,00 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$L = 2,70m \Rightarrow 21 \leq b \leq 35 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit:} \quad (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003**

$$- \quad b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$- \quad h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$- \quad h / b = 1,167 < 4 \quad (\text{c.v})$$

III.6.2. Charges revenants à la poutre

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

$$R_{ult} = 30,730 \text{ KN} ; R_{ser} = 22,170 \text{ KN}$$

Poids propre de la poutre: $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml.}$

Poids de double cloison : $1,18 \times 2,44 = 2,88 \text{ KN/ml}$

Poids de la dalle pleine : $0,96 \times 5,49 = 5,30 \text{ KN/ml}$

$$\text{Donc:} \quad P_u = 1,35 \times (2,62 + 2,88 + 5,3) + 30,73 = 44,77 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = (2,62 + 2,88 + 5,30) + 22,17 = 33,97 \text{ KN/ml.}$$

III.6.3. Calcul des efforts

La poutre palière de l'escalier est encastree aux deux extremités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique. On a pris les valeurs donnees par l'aide-memoire de la resistance des materiaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} ; \quad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.31. Efforts de la poutre palière.

	T (kN)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)
E.L.U	60,439	13,598	27,439
E.L.S	45,859	10,318	20,636

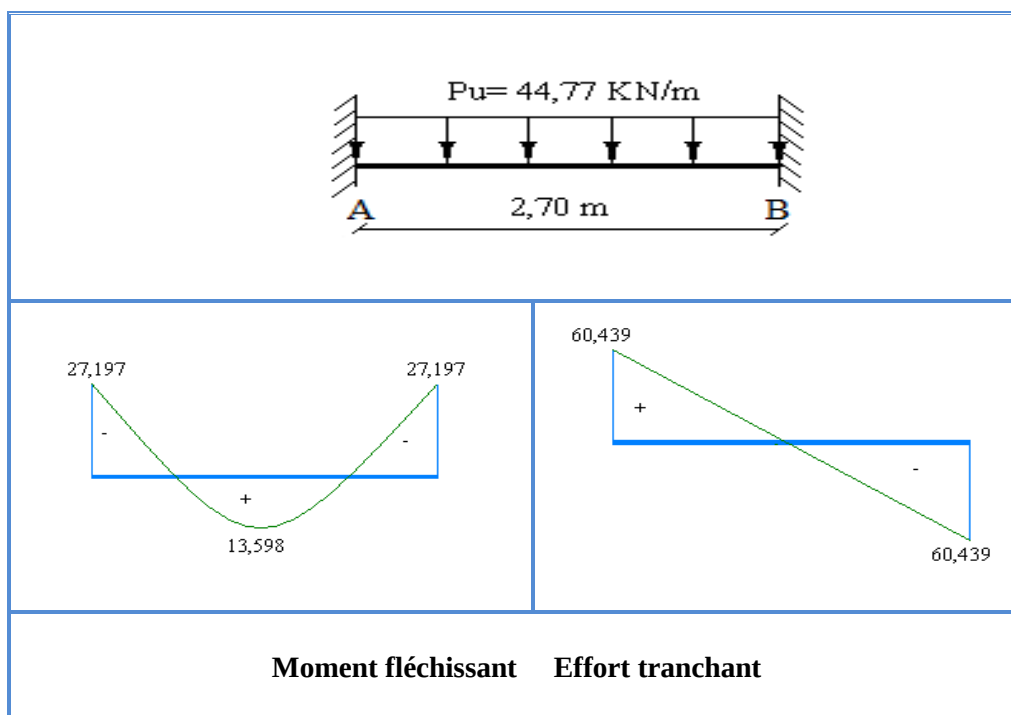


Figure.III.26. Schéma statique des efforts internes de la poutre palière à l'E.L.U.

III.6.4. Ferrailage de la poutre palière

➤ Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

$b=30$ cm, $h=35$ cm, $d=32$ cm, $c=3$ cm, (fissuration peu nuisible)

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,598 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 300 \cdot (320)^2} = 0,031 ; \quad = 0,5 + \frac{\mu}{2} = 0,5 + \frac{0,031}{2} = 0,984$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13,598 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,984 \cdot 320} = 1,24 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot h}{1000} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 1,24 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

$$\text{On adoptera : } A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{27,197 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 300 \cdot (320)^2} = 0,062 ; \quad = 0,5 + \frac{\mu}{2} = 0,5 + \frac{0,062}{2} = 0,968$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27,197 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,968 \cdot 320} = 2,52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot h}{1000} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 2,52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

$$\text{On adoptera : } A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après:

Tableau.III.32. Ferrailage de la poutre palière.

	M(kN.m)	μ	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A (cm ²)
En travée	13,598	0,032	0,984	1,24	1,05	3HA12	3,39
En appuis	27,197	0,062	0,968	2,52	1,05	3HA12	3,39

III.6.5. Vérifications**a. Vérification à l'ELS**

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau.III.33. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	En travées	En appuis
A (cm ²)	3,39	3,39
M _{ser} (kN.m)	10,318	20,636
Y (cm)	$\frac{b}{2} y^2 + 15A.y - 15A.d = 0$ $30y^2 + 30.3,39.y - 30.3,39.32 = 0 \Rightarrow y = 8,85$	$\frac{b}{2} y^2 + 15A.y - 15A.d = 0$ $30y^2 + 30.3,39.y - 30.3,39.32 = 0 \Rightarrow y = 8,85$
I (cm ⁴)	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2 \Rightarrow I = 31034,78$	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2 \Rightarrow I = 31034,78$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y = 2,671$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y = 5,343$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion: Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. RPA 99 Version 2003

- $A_{\min} = 0,5\% b \times h$
- $A_{\max} = 4\% b \times h$ zone courante
- $A_{\max} = 6\% b \times h$ zone de recouvrement

Tableau.III.34. Vérification vis-à-vis RPA99 version 2003 de la poutre palière.

	(cm^2)	$A_{\min}=5,25 \text{ cm}^2$	$A_{\max}=42 \text{ cm}^2$	Correction
Travées	6,78	C.V	C.V	3HA12=3,39cm²
Appuis		C.V	C.V	3HA12=3,39cm²

c. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{60,439 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 60,439 \times 10^3}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton

$$a = \text{Min} [b - c - 2 ; 0,9d] = 28,8 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0,4 \left(\frac{f_{c28}}{1,5} \right) b_0 \cdot a$$

$$V_u = 60,43 \text{ KN} \leq 576 \text{ KN} \quad (\text{cv})$$

c.3. Vérification au voisinage de l'appui

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot a} < 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 60,439 \times 10^3}{300 \times 288} = 1,39 < 0,8 \times \frac{25}{1,15} = 17,39 \quad (\text{c.v})$$

d. Armatures transversales

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} = 8,00 ; \varphi_1 = 12 ; \frac{b_0}{10} = 30 ; \right] = 8,00 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

$$a_t = \frac{\pi \cdot \varphi_t^2}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = a_t \cdot n_t, (n_t = 4).$$

$$A_t = 2,009 \text{ cm}^2, A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

d.1. Espacement

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min} [0,9d; 40\text{cm}] = 28,8 \text{ cm}$$

Avec $k=1$ (flexion simple) et $\alpha=90^\circ$

$$S_t \leq \frac{0,9 A_t \cdot (f_e / \gamma_s)}{b(\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,9 \cdot 2,01 \cdot (235 / 1,15)}{30(0,62 - 0,3 \cdot 2,1)} \Rightarrow S_t \leq -1232,21 \text{ cm}$$

- **Vérification L'espacement maximum ;** (Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).

$$S_t \leq \min [h/4; 12\varphi_t]$$

$$S_t \leq \text{Min} [8,7; 14,4] = 8,7 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

On adopte les valeurs suivantes :

- $S_t = 5 \text{ cm}$ (zone nodale)

- $S_t = 15 \text{ cm}$ (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \geq A_{t \min} = \frac{0,4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

$$\text{Zone nodale } A_t = 2,00 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = \frac{0,4 \times 300 \times 50}{235} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante } A_t = 2,00 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = \frac{0,4 \times 300 \times 150}{235} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003. S_t.b \leq A_t$$

$$0,003.15.30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

$$0,003.5.30 = 0,45 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

e. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{270} = 0,129 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{L} = 0,129 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,033 \quad (\text{c.v})$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,003 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009$$

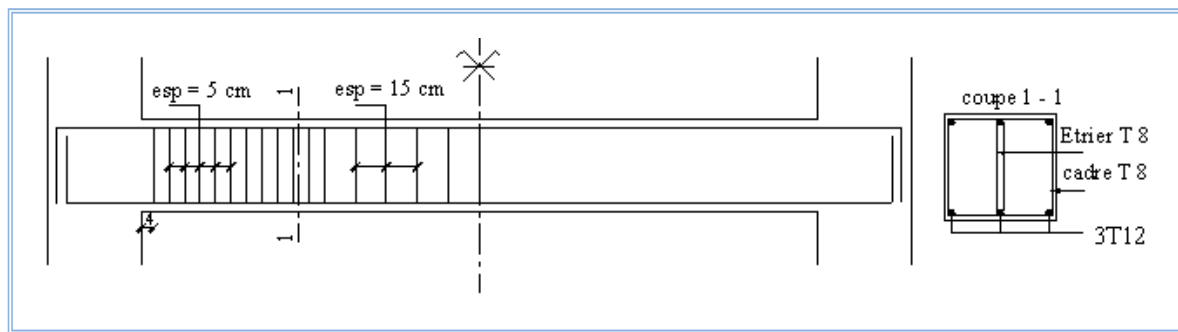


Figure.III.33.Ferraillage de la poutre palière.

Chapitre *IV*

Etude sismique

IV.1.Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du chargement dynamique.

IV.2. L'étude dynamique

IV.2.1.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif principal de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres**.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2.Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.2.3.Modélisation de la structure étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom *ETABS*.

a) Présentation de logiciel de calcul ETABS V.9.20 (Extended Analysis of Building Systems)

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel permet :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des réglementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

b) Les principales étapes de modélisation

- **La première étape** : consiste à la creation de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géometrie.
- **La deuxième étape** : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- **La troisième étape** : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- **Dans la quatrieme etape** : on va définir les charges appliquées sur la structure à modélise (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **La cinquième étape** : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.
- **La sixième étape** : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.
- **La septièmes et la dernière étape** : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

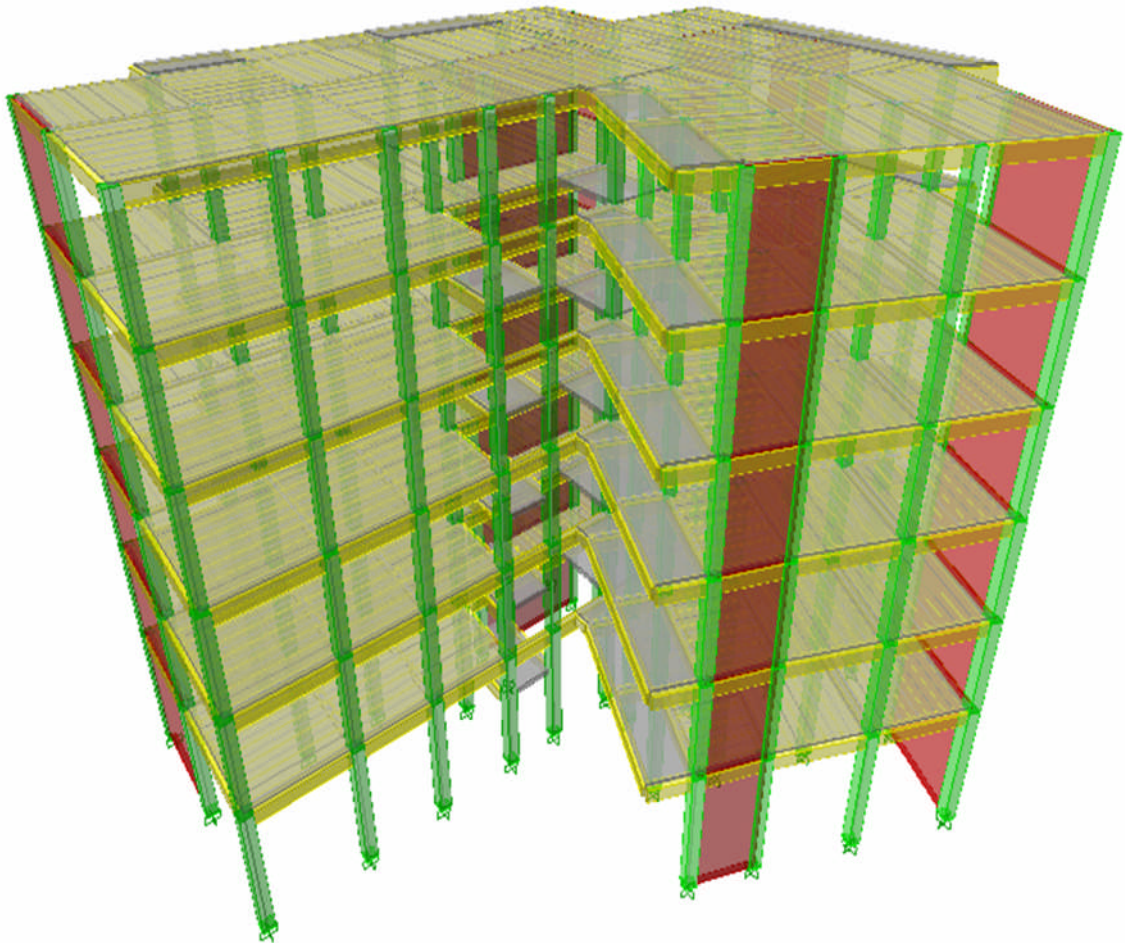


Figure. IV. 1.Vue en 3D de la structure.

c) La disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale

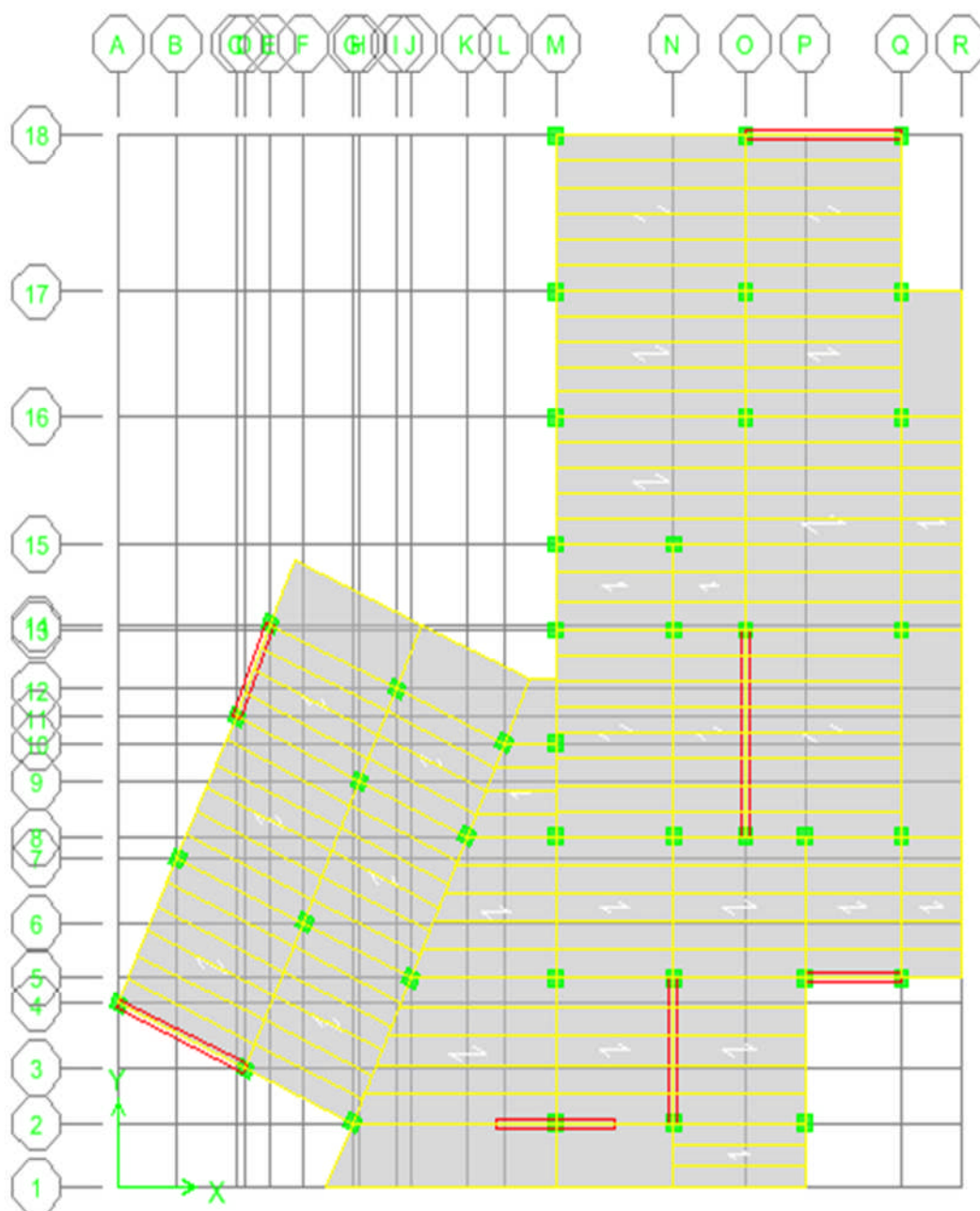


Figure. IV.2.Disposition des voiles de la structure.

IV.2.4. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ❖ Le centre de Masse (C_G).
- ❖ Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.4.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles...) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \dots\dots\dots (N^o 1) \\
 &= \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}
 \end{aligned}$$

Où :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.4.2. Centre de torsion

Dans le plan horizontal, c'est le point à travers lequel, si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de masse : d'où le risque de torsion à l'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de voiles en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{\sum}{\sum} * \\ = \frac{\sum}{\sum} * \end{array} \right.$$

Où :

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.4.3.Excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

A. Excentricité statique

$$= | \quad - \quad |$$

$$= | \quad - \quad |$$

b. Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$= \begin{array}{l} = 5\% \\ = 5\% \end{array}$$

Tableau.IV.1. Calcul de l'excentricité statique.

Etage	X _G (m)	Y _G (m)	X _t (m)	Y _t (m)	e _x (m)	e _y (m)
5 ^{ème}	12.778	10.697	13.348	9.526	-0.57	1.171
4 ^{ème}	12.758	10.718	13.255	9.674	-0.497	1.044
3 ^{ème}	12.757	10.746	13.123	9.883	-0.366	0.863
2 ^{ème}	12.749	10.746	12.936	10.112	-0.187	0.634
1 ^{er}	12.74	10.745	12.637	10.29	0.103	0.455
RDC	12.728	10.75	12.065	10.067	0.663	0.683

Donc :

Sens X : $= 0,05 \times 21,43 = 1,07 > 0,66 \text{ m}$

Sens Y : $= 0,05 \times 23,90 = 1,20 > 1,17 \text{ m}$

Poids totale de bâtiment : $\mathbf{W_T = 23503,77kN}$

IV.2.5.Mode de vibration et 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.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{Art 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Tableau IV.2.Mode de vibration et participation massique.

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.491457	69.1991	1.4007	69.1991	1.4007
2	0.457748	1.7157	71.6389	70.9148	73.0396
3	0.375572	2.5091	1.0471	73.4239	74.0866
4	0.1158	13.7704	4.3861	87.1943	78.4727
5	0.110121	4.7127	14.032	91.907	92.5047
6	0.083493	0.0087	0.007	91.9157	92.5116
7	0.051247	2.1922	3.1818	94.1079	95.6935
8	0.048599	3.3934	2.1014	97.5013	97.7949
9	0.03581	0.0058	0.0301	97.5071	97.825
10	0.031635	0.3041	1.3542	97.8112	99.1792

IV.2.6.La période fondamentale de la structure

- Ce modèle présente une période fondamentale **T =0.49s.**
- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 5 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (**selon le RPA99**).

Selon (**Art.4.2.4.4: RPA 99 Version 2003**), les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30% .

$$T_{reg} = 1.3 T_{RPA} \quad T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage (RPA tableau 4 -6).

Dans notre cas :

$C = 0.05$ avec voile

$h = 19,38\text{m}$ $T = 0,46\text{ s}$

$T = 0,49\text{ s} < 1,3 \times T = 0,59\text{ s}$ la condition est vérifiée

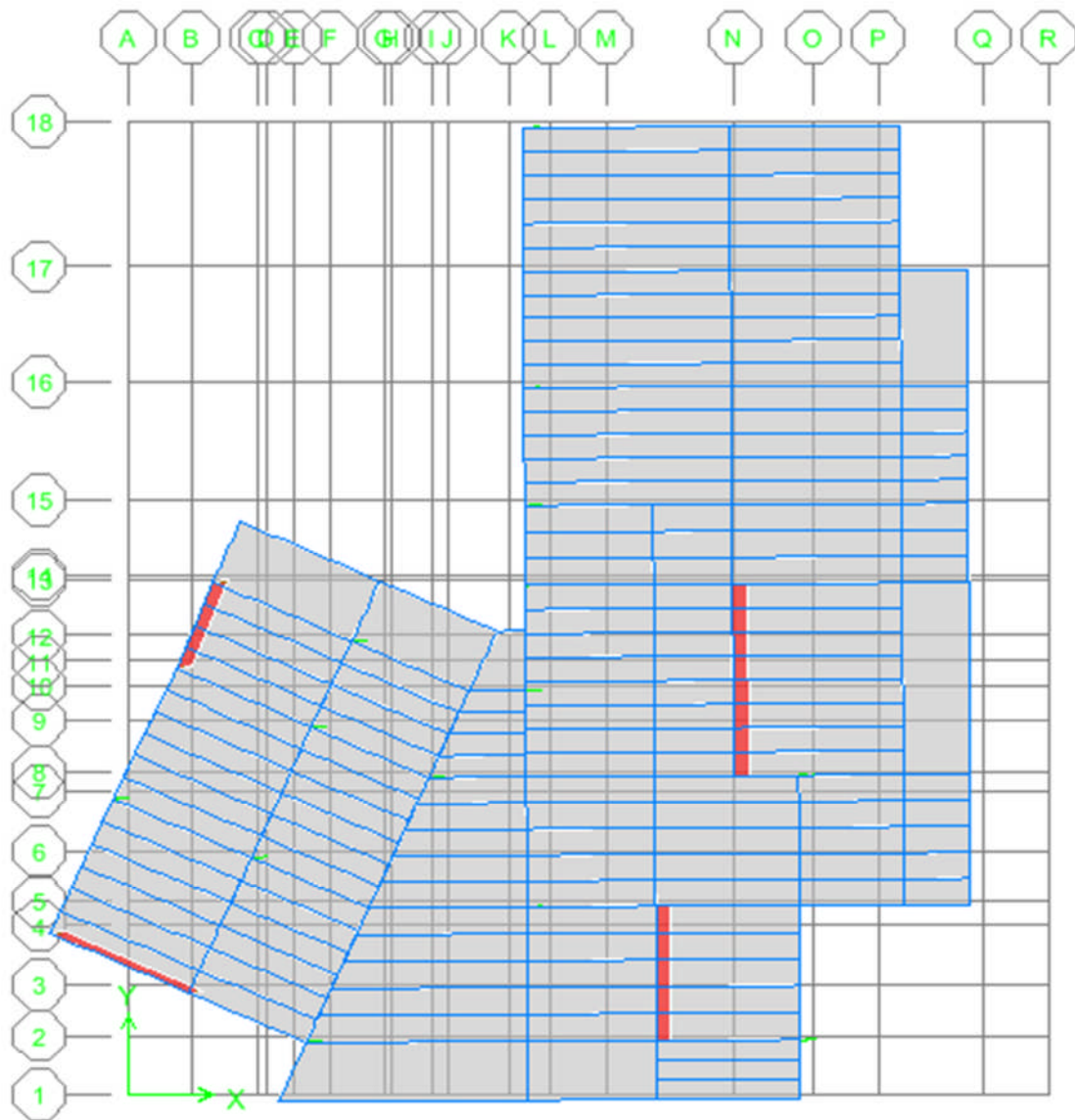


Figure IV.3.. 1^{er} mode :c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0,49\text{s}$

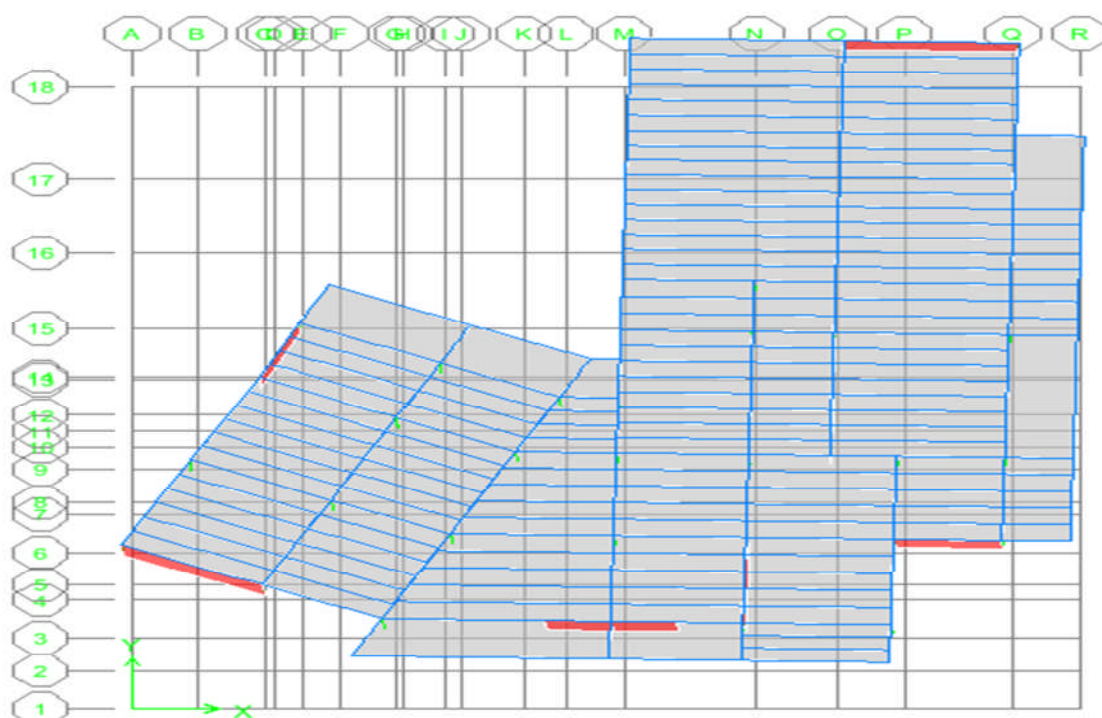


Figure IV.4. 2^{ème} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2=0.45s$

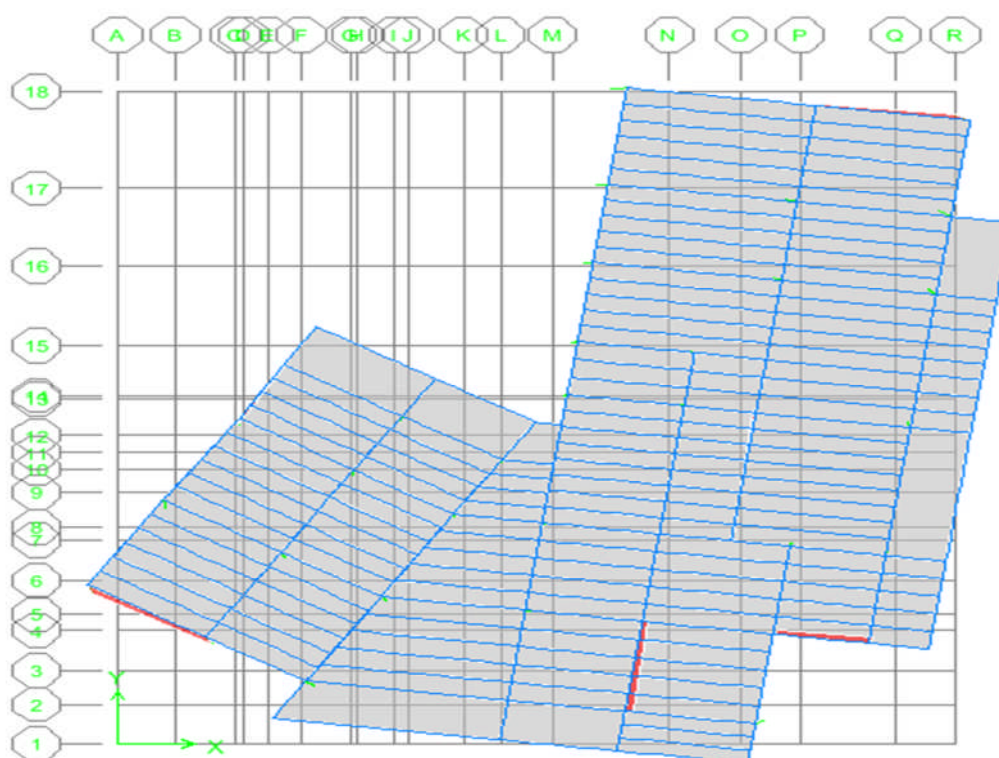


Figure IV.5. 3^{ème} mode : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0.37$

IV.3. Etude sismique

IV.3.1. Choix de la méthode de calcul

IV.3.1.1. Introduction

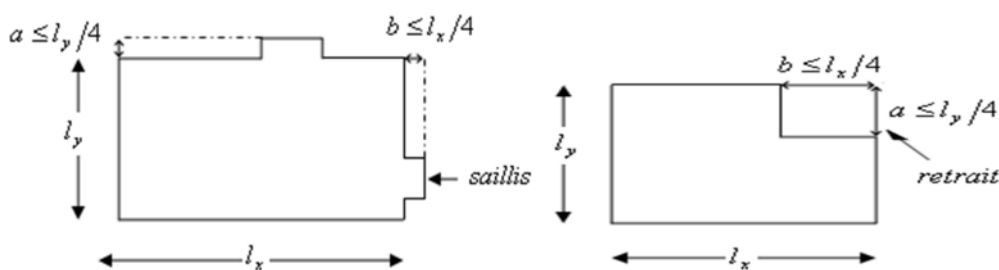
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

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

IV.3.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

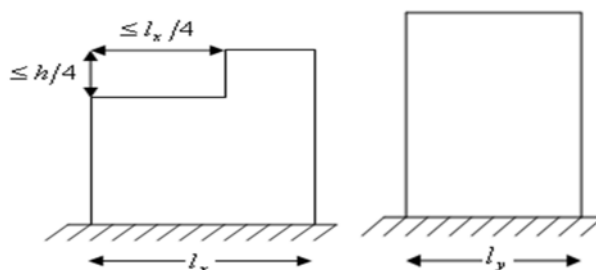
1. En **zone III** le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V)**

a) Régularité en plan



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

b) Régularité en élévation



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

2. La configuration de bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, $H_t = 19,38 \text{ m} < 17 \text{ m}$ **(N.V)**)

Donc, selon (Art.4.1.2: RPA 99 VERSION 2003), les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

IV.3.1.3. Méthode dynamique modale spectrale

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

Dans notre cas, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [1]:

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

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau suivant : [Modificatifs et compléments aux RPA99]

Tableau. IV.3. Coefficient d'accélération de zone A.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0,40	0,30	0,25	0,18

η : Facteur de correction d'amortissement égale à :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad \xi = 7 \% \text{ (RPA 99 V 2003. tab. 4.2)}$$

Avec remplissage dense $\rightarrow \eta = 0,882$

R : Coefficient de comportement (R.P.A 99 V 2003. tab. 4.3)

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

❖ **Verticalement :**

Somme de réactions totales à la base : $F_z=27743,6$ KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : $F_z=9393,87$ KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : $F_z=18349,73$ KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 33,86%

Tableau.IV.4.pourcentage des charges verticales de voile et portique.

Voile	Portique	% voile	% portique
9393.87	18349.73	33.86	66.14

❖ **Horizontalement :**- *Suivant E_x :*

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction x: $F_x=4651.73$ KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : $F_x=4392,01$ KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : $F_x=259,72$ KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 94,40%

- *Suivant E_y :*

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction y : $F_y=3874,48$ KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : $F_y=3589,1$ KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : $F_y=285,38$ KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 92,63%

Tableau.IV.5.pourcentage des charges horizontales de voile et portique.

Sens X				Sens Y			
Voile	Portique	% voile	% portique	Voile	Portique	% voile	% portique
4392.01	259.72	94.40	5.6	3589.1	285.38	92.63	7.37

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé et ce conformément (**Art.3.4.A.4.b: RPA 99 VERSION 2003**)

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.
- Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m

Donc : **R = 4**

Q : Facteur de qualité (**RPA 99 VERSION 2003. tab. 4.4**).

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.4.Détermination du facteur de qualité Q.

Critère q	P _q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2. Redondances en plan	Non	0,05	Non	0,05
3. Régulation en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Q=1+ΣP_q	1,15		1,15	

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques (**R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7**)

Pour un site S₃ : T₁=0,15s ; T₂= 0,50s

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître à partir de l'accélération la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

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

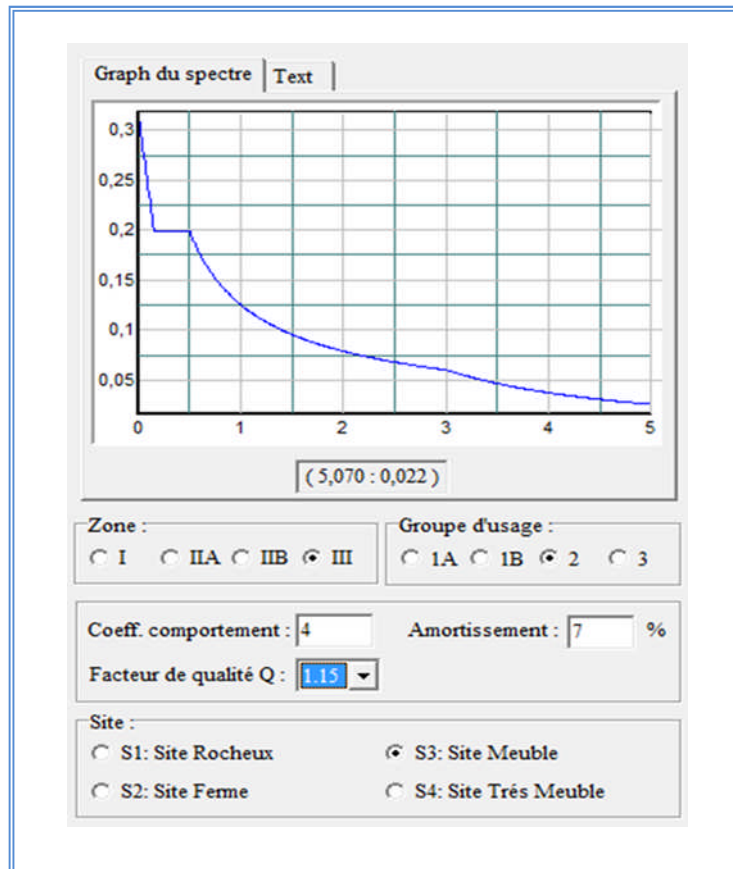


Figure.IV.3. Spectre de réponse.

IV.3.2. Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donné par la formule suivante :

$$V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$$

Les Valeurs de l'effort tranchant sont montrées dans les tableaux suivants :

Tableau.IV.5. Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinal).

Mode	Période	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	Wi (KN)	Vt (KN)
1	0.491457	0.198	69.1991	23503,77	3220.35
2	0.457748	0.198	1.7157	23503,77	79.57
3	0.375572	0.198	2.5091	23503,77	116.34
4	0.1158	0.224	13.7704	23503,77	724.96
5	0.110121	0.228	4.7127	23503,77	252.4
6	0.083493	0.248	0.0087	23503,77	0.5
7	0.051247	0.273	2.1922	23503,77	140.52
8	0.0486	0.275	3.3934	23503,77	219.3

Tableau.IV.6. Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Mode	Période	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	Wi (KN)	Vt (KN)
1	0.491457	0.198	1.4007	23503,77	65.15
2	0.457748	0.198	71.6389	23503,77	3332.08
3	0.375572	0.198	1.0471	23503,77	48.39
4	0.1158	0.224	4.3861	23503,77	230.60
5	0.110121	0.228	14.032	23503,77	750.24
6	0.083493	0.248	0.007	23503,77	0.408
7	0.051247	0.273	3.1818	23503,77	204.04
8	0.0486	0.275	2.1014	23503,77	135.77

IV.3.3. Combinaison des réponses modales (Art 4.3.5 ; RPA 99)

- Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement $\varepsilon_i, \varepsilon_j$ sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation suivante : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$.
- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec E : Effort de l'action sismique considérée.

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i ».

K : Nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul $K = 5$).

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

IV.3.4. Vérification de la condition de combinaison des réponses modales

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \left(\frac{10}{10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j}} \right) = 0,993 \text{ avec : } T_i \leq T_j$$

Tableau.IV.7. Valeur des rapports r .

Mode	Période	$r = T_i/T_j$
1	0.491457	0.9314
2	0.457748	0.8204
3	0.375572	0.3083
4	0.1158	0.9507
5	0.110121	0.7583
6	0.083493	0.6137
7	0.051247	0.9484
8	0.0486	0.7368

IV.3.5.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art.4.2.6: RPA 99 VERSION 2003)

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :

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

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

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

Avec

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2 = 0,5 \text{ s}$ (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7 Avec site S_3)

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

$\xi = 7 \%$ (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).

(Avec remplissage dense) $\rightarrow \eta = 0,882 \geq 0,7$ (C.V)

T : Période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculée sont : $\begin{matrix} = 0,35 \\ = 0,36 \end{matrix} \in [0,0,5]$

Alors: $D_x = D_y = 2,5$

Donc

$$\begin{aligned} &= 2,205 \\ &= 2,205 \end{aligned}$$

W : Poids total de la structure :

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

$\beta = 0.2$ (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5).

$W = 23503,77 \text{ KN}$.

Tableau.IV.8. Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i \text{ (KN)}$	$V_x \text{ (KN)}$	$V_y \text{ (KN)}$
0,25	2,205	2,205	4,0	1.15	1.15	23503.77	3724.98	3724.98

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

	V (KN)	$V_t \text{ (KN)}$	$0,8 \times V$	$V_t > 0,8 \times V$
X	3724.98	3580	2979.98	C.V
Y	3724.98	3670	2979.98	C.V

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...).

IV.3.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003)

La distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur est donnée par la relation suivante :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot (V - F_t) \quad F_t = \begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & \text{si } T \geq 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:

$$T = 0,49 \text{ s} < 0,7 \rightarrow F_t = 0$$

Donc on a:

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot V_x \quad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot V_y$$

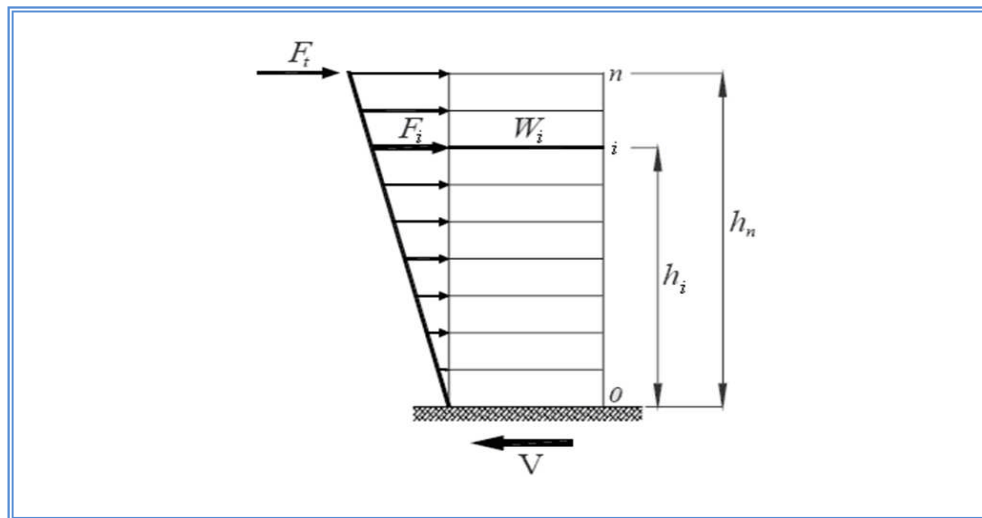


Figure.IV.4. Distribution des forces sismiques.

Les valeurs des forces sismiques selon la hauteur suivant la direction X sont illustrées dans le tableau ci-après :

Tableau.IV.10. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	F_{ix} (KN)
+19,38	3985.05	77230.30	1006.696
+16,32	3807.22	62133.89	809.915
+13,26	3844.02	50971.58	664.414
+10,20	3889.91	39677.03	517.19
+7,14	3945	28167.25	367.16
+4,08	4032.56	16452.84	214.462
SOMME		274632.91	$V_X=3579.837$

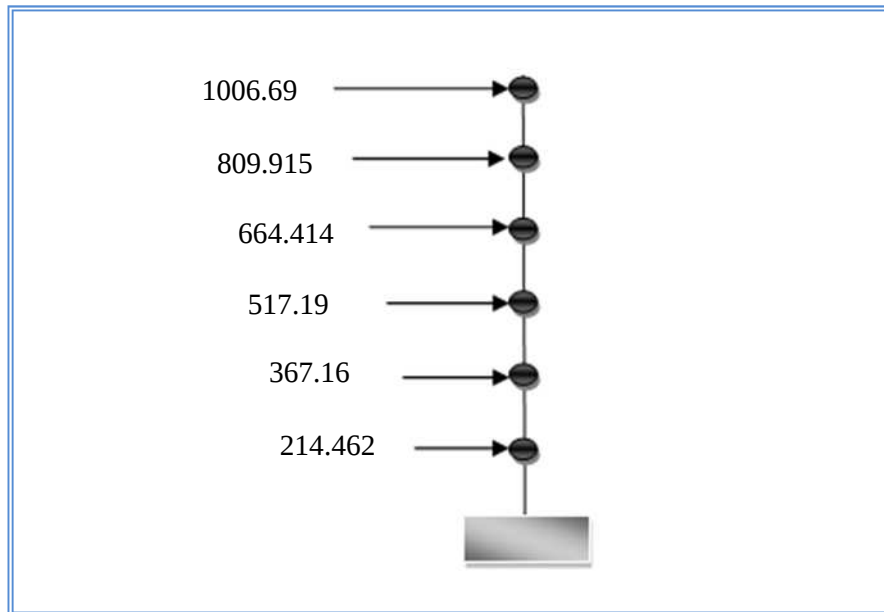


Figure.IV.5.Distribution des forces sismiques aux étages suivant X.

Les valeurs des forces sismiques selon la hauteur suivant la direction y sont illustrées dans le tableau ci-après :

Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	$F_{iy}(\text{KN})$
+19,38	3985.05	77230.30	1032.028
+16,32	3807.22	62133.89	830.295
+13,26	3844.02	50971.58	681.133
+10,20	3889.91	39677.03	530.204
+7,14	3945	28167.25	376.398
+4,08	4032.56	16452.84	219.859
SOMME		274632.91	3669.917

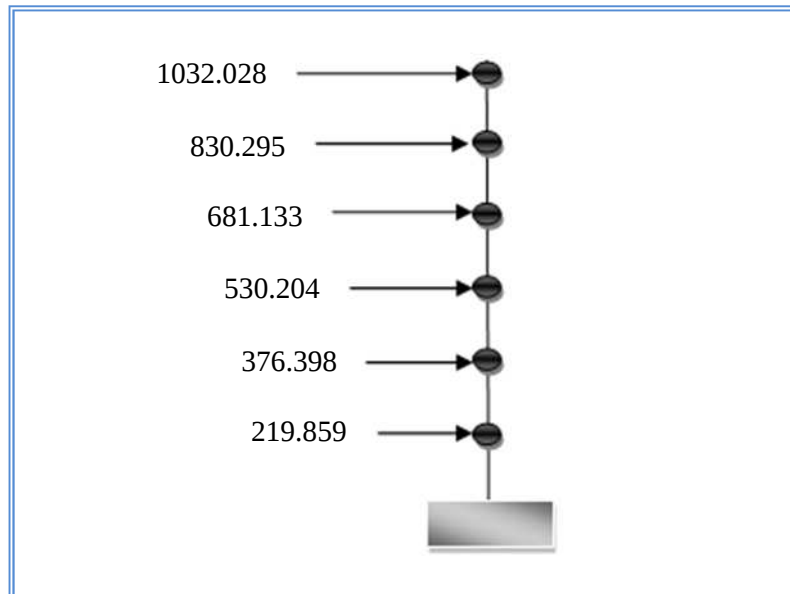


Figure.IV.6. Distribution des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.3.7. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction.

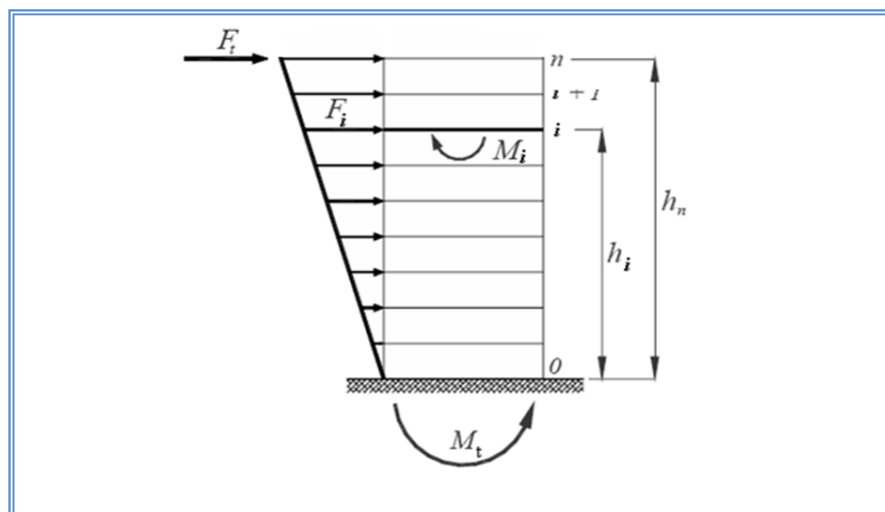


Figure.IV.7. Les forces influençant la stabilité au renversement.

IV.3.7.1.Moment de renversement

Le moment de renversement est égal à :

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

Avec

F_{ix} , F_{iy} : La force distribuée en hauteur suivant X et Y.

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

Tableau.IV.12.Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+19,38	1006.696	1032.028	19509.77	20000.70
+16,32	809.915	830.295	13217.81	13550.41
+13,26	664.414	681.133	8810.13	9031.82
+10,20	517.19	530.204	5275.34	5408.08
+7,14	367.16	376.398	2621.52	2687.48
+4,08	214.462	219.859	875	897.02
ΣMo			50309.57	51575.51

IV.3.7.2.Moment stabilisant

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$M = Y \cdot W$$

$$M = X \cdot W$$

Avec

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

W_i : La masse de plancher dans chaque niveau.

Les valeurs du moment stabilisant sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau.IV.13. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _{tx} (KN.m)	M _{ty} (KN.m)
+19,38	3985.05	12.778	10.697	50920.97	42628.08
+16,32	3807.22	12.758	10.718	48572.51	40805.78
+13,26	3844.02	12.757	10.746	49038.16	41307.84
+10,20	3889.91	12.749	10.746	49592.46	41800.97
+7,14	3945	12.74	10.745	50259.3	42389.02
+4,08	4032.56	12.728	10.75	51326.42	43350.02
ΣM_t				299709.82	252281.71

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

Tableau.IV.14. Vérification de stabilité.

M _{tx} (KN.m)	M _{ty} (KN.m)	M _{ox} (KN.m)	M _{oy} (KN.m)	M _{tx} /M _{0x}	M _{ty} /M _{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1,5$
299709.82	252281.71	50309.57	51575.51	5.95	4.89	C.V

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis le renversement.

IV.3.8.Vérification des déplacements

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

$$= (\text{Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003})$$

Avec

δ : Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : Coefficient de comportement.

he : La hauteur de l'étage k.

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

$$\Delta = \delta - \delta$$

Selon (**Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003**), le déplacement horizontal relatif d'un étage par

Rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$= 0,01 \times h_e$$

Les vérifications des déplacements inter-étage dans les deux sens X et Y sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau.IV.15. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R \cdot \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01 \cdot h_e$ (cm)	Vérification
+19,38	1.7	6.8	1.32	3,06	Oui
+16,32	1.37	5.48			Oui
+13,26	1.03	4.12	1.36	3,06	Oui
+10,20	0.70	2.8	1.32	3,06	Oui
+7,14	0.40	1.6	1.2	3,06	Oui
+4,08	0.16	0.64	0.96	3,06	Oui
+0,00	0	0	0.64	4,08	Oui

Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R \cdot \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0,01 \cdot h_e$ (cm)	Vérification
+19,38	1.49	5.96	1.12	3,06	Oui
+16,32	1.21	4.84			Oui
+13,26	0.92	3.68	1.16	3,06	Oui
+10,20	0.63	2.52	1.16	3,06	Oui
+7,14	0.36	1.44	1.08	3,06	Oui
+4,08	0.15	0.60	0.84	3,06	Oui
+0,00	0	0	0.60	4,08	Oui

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

IV.3.9.Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter la rupture fragile de la section du béton, on doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec

N_d : L'effort normal maximal.

B_c : L'aire de la section brute.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.IV.17. Vérification de l'effort normal réduit.

Zone	Section(c m²)	N (KN)	f_{c28} (MPa)	N_{rd} (KN)	Vérification
, , é	40x40	1194,61	25	0,29	C.V

IV.3.10.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ (Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003)

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

$$\frac{(P_k \cdot \Delta_k)}{(V_k \cdot h_k)} \leq 0,10$$

Avec

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $1 / (1 - \theta)$.

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

Les vérifications de l'effet P- Δ dans les deux sens X et Y sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau.IV.18. Vérification l'effet P- Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta \leq 0,10$
+19,38	3985.05	1006.696	1228.27	1.32	0.00425	-
+16,32	3807.22	809.915	2023.76	1.36	0.00316	C.V
+13,26	3844.02	664.414	2621.95	1.32	0.00291	C.V
+10,20	3889.91	517.19	3072.81	1.2	0.00293	C.V
+7,14	3945	367.16	3390.51	0.96	0.0030	C.V
+4,08	4032.56	214.462	3576.39	0.64	0.00336	C.V

Tableau IV.19. Vérification l'effet P- Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	$\theta \leq 0,10$
+19,38	3985.05	1032.028	1243.72	1.12	0.00347	-
+16,32	3807.22	830.295	2062.51	1.16	0.00257	C.V
+13,26	3844.02	681.133	2676.91	1.16	0.00244	C.V
+10,20	3889.91	530.204	3141.76	1.08	0.00252	C.V
+7,14	3945	376.398	3472.64	0.84	0.00253	C.V
+4,08	4032.56	219.859	3667.67	0.60	0.003	C.V

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

IV.5.Conclusion

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique du bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre

V

**Ferrailage des éléments
Structuraux**

V.1.Introduction

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

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
 - E.L.U : $1,35G + 1,5Q$
 - E.L.S : $G + Q$
- ❖ Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003(Art5.2)**
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8 G \pm E$

Avec

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2.Ferrailage des poutres

V.2.1.Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

Les sections des poutres sont :

- Poutres principales : **(bxh)** = $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : **(bxh)** = $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les données de calcul sont résumées dans le tableau ci-après:

Tableau.V.1.Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1, 15$	$\gamma_s = 1,00$
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	FeE 400	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	FeE 400
$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_b = 18,50 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

V.2.2. Recommandation du RPA99

V.2.2.1. Armatures longitudinales [1] Art [7.5.2.1]

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

- Poutre principales : $= 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}$
- Poutre secondaire: $= 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante: $= 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}$
- 6% en Zone nodale.: $= 0,06 \times 30 \times 35 = 72 \text{ cm}$

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

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

- ❖ En travée et appui $\geq A_{minCBA}$ et $A_{min RPA}$
- ❖ En travée et appui $\leq A_{max RPA}$

V.2.2.2. Armatures transversales [1] Art [7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$

$St \leq h/2$ en Zone courante

$St \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$ Zone nodale

Avec

- b : Largeur de la poutre.
- St : Espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ Selon le CBA93 (A.7.1.2)

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \geq A_{min} = \frac{b \cdot h}{1000}$

$$A_{min} = \frac{b \cdot h}{1000} = \frac{30 \cdot 40}{1000} = 1,20 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures transversales (A.5.1.2) est tel que :

$$St \leq \min [0,9d; 40 \text{ cm}]$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{c28} \cdot K)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

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

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right]$

V.2.3. Les efforts

Les efforts pris en compte dans le calcul du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants:

Tableau. V.2. Efforts internes maximum des poutres principales.

Niveau	M (KN.m)	M _{ult} (KN.m)	Situa	M _{ser} (KN.m)	T _{ult} (KN)
Terrasse	Mt	68,65	Dur	30,07	45,05
	Ma sup	-109,28	Acc	38,03	-
	Ma inf	52,10	Acc		-
4 ^{ème} 3 ^{ème} 2 ^{ème} 1 ^{ère} RDC	Mt	71,10	Dur	31,27	53,21
	Ma sup	-121,48	Acc	44,54	-
	Ma inf	61,86	Acc		-

Tableau.V.3. Efforts internes maximum des poutres secondaires.

Niveau	M (KN.m)	M _{ult} (KN.m)	Situa	M _{ser} (KN.m)	T _{ult} (KN)
Terrasse	Mt	29	Dur	21,2	64,77
	Ma sup	-66,71	Acc	29,9	-
	Ma inf	54,66	Acc		-
4 ^{ème} 3 ^{ème} 2 ^{ème} 1 ^{ère} RDC	Mt	36,80	Dur	26,78	86,39
	Ma sup	-71,45	Acc	30,6	-
	Ma inf	69,35	Acc		-

V.2.4. Calcul des armatures longitudinales

V.2.4.1. Etapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section.

On calcule le moment réduit : $= \text{---}$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}..$$

$$= 1,15 \Rightarrow \text{cas général}$$

$$= 1 \Rightarrow \text{cas accidentel}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas :

- $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c. à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors : $A_{sc} = 0$

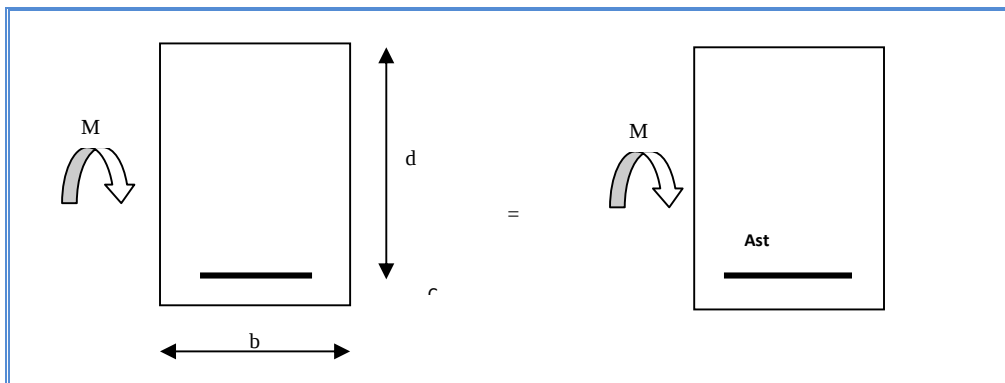


Figure. V.1. Section d'une poutre simplement armée.

$$A = \frac{M}{\beta \sigma}$$

A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu \ell = 0,392 \Rightarrow$ **la section est doublement armée.**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

➤ Armatures tendues :

$$A = A_1 + A_2 = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma}$$

➤ Armatures comprimées :

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_1 = \mu_l b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_1 \end{cases}$$

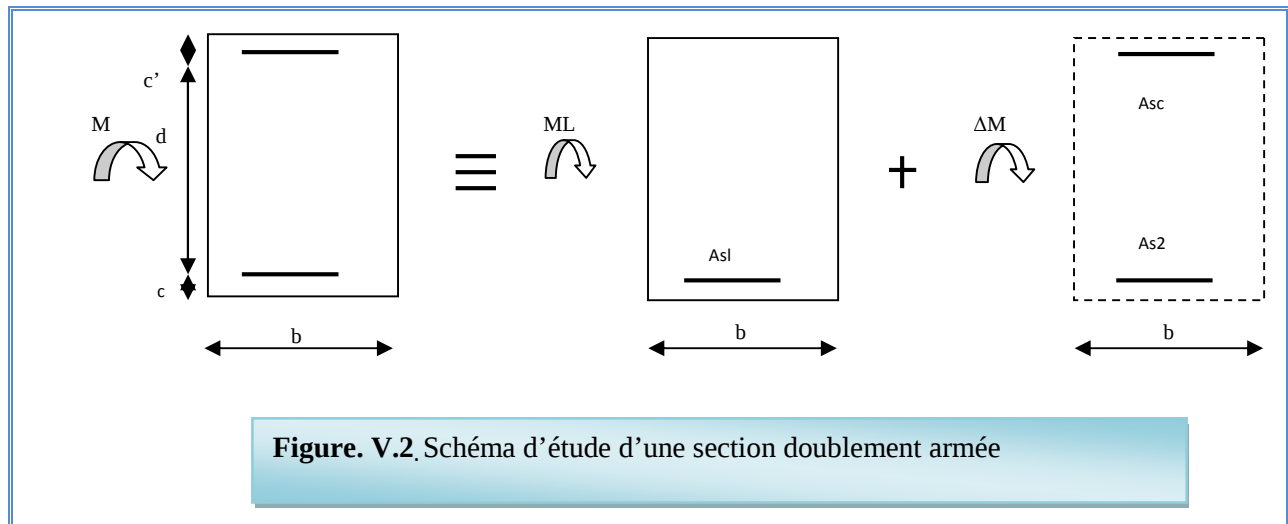
Et

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c. à d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (**Art BAEL B66**).



V.2 .4.1. Exemple de calcul

$$= \frac{u}{\times \times^2} = \frac{68,65 \times 10}{14,2 \times 30 \times 37^2} = 0,117 < \quad = 0,392$$

$$= 0,5 + \frac{1-2}{2} = 0,5 + \frac{1-2(0,117)}{2} = 0,937$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{68,65 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,937 \cdot 37} = 5,69 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.4.Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).

Etage	M	Mu (kN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		Nombre des barres
						CBA	RPA	
Terrasse	Mt	68,53	5,69	0	6,03	1,20	6,00	3HA16
	Ma sup	-109,28	7,92		9,42	1,20	6,00	3HA16+ 3HA12
	Ma inf	52,10	3,63		9,42	1,20	6,00	3HA16+ 3HA12
4^{ème} 3^{ème} 2^{ème} 1^{er} RDC	Mt	71,10	5,92	0	6,03	1,20	6,00	3HA16
	Ma sup	-121,48	8,88		9,42	1,20	6,00	3HA16+ 3HA12
	Ma inf	61,86	4,34		9,42	1,20	6,00	3HA16+ 3HA12

Tableau.V.5.Section des armatures longitudinales des poutres secondaires.

Etage	M	Mu (kN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		Nombre des barres
						CBA	RPA	
Terrasse	Mt	29,12	2,71	0	6,03	1,20	6,00	3HA16
	Ma sup	-66,71	5,88		6,03	1,20	6,00	3HA16
	Ma inf	54,66	4,47		6,03	1,20	6,00	3HA16
4^{ème}	Mt	36,80	3,46	0	6,03	1,20	6,00	3HA16
3^{ème}	Ma sup	-71,45	5,93		6,03	1,20	6,00	3HA16
2^{ème}	Ma inf	69,35	5,74		6,03	1,20	6,00	3HA16
1^{er}								
RDC								

V.2.5.Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93**:
$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{ij} \cdot K)}{0.9 \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa} \end{cases}$$

Donc:
$$\begin{cases} S_t \leq \text{min}(33,33\text{cm}; 40\text{cm}) = 33,33 & \text{on adopte: } S_t = 20\text{cm.} \\ A_t \geq 0.4 \times 30 \times 33,33 / 400 \Rightarrow A_t \geq 1,00 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

➤ Diamètre des armatures d'âme (**BAEL Art 7-4-2-3**):

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\} = 1.2$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$

➤ Selon le **RPA99 version 2003 (Art 7-5-2-2)** :

La section minimale A_t doit vérifier :

$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{min}(h/4; 12\phi_L) = 10\text{cm} \dots\dots \text{En zone nodale} \\ S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante} \end{cases}$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale :**St = 10cm**

- En zone courante :**St = 15cm**

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant **4Φ8 : At = 2.01cm²**

$$S_{t\text{adopté}} = \min (S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}}) = 15 \text{ cm.}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 50 \varphi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm.}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leur espacement (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.6.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	CBA 93		RPA 99 V2003			S _t adopté (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 (cm ²)
30x35	33,3	2,01	8	15	1,35	10	15	4Ø8
30x40	33,3	2,01	10	20	1,80	10	15	4Ø8

V.2.6.Vérification à l'ELU

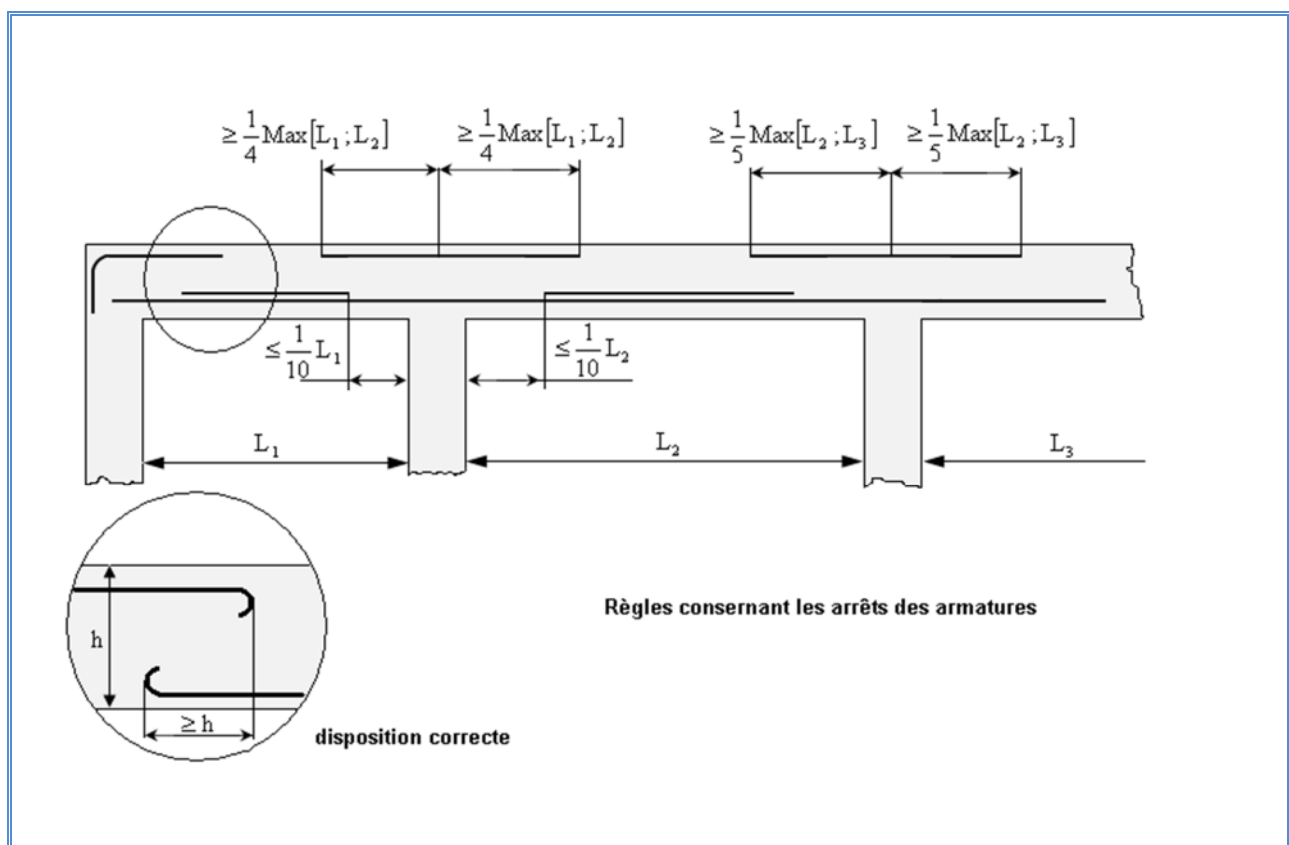
On a fait les Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 comme il est montré ci-après :

Tableau.V.7.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

	Position	A _{choisi} e (cm ²)	A _{totale} (cm ²)	A _{minCBA} =1,20 cm ²	A _{minRPA} =6,00cm ²	A _{tmax RPA} = 48 cm ²	A _{max RPA} =72cm ²	Correction
Terrasse	Travée	6,03	12,06	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16
	Appui	9,42	15,45	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16+ 3HA12
Etages	Travée	6,03	12,06	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16
	Appui	9,42	15,45	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16+ 3HA12

Tableau .V.8.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

	Position	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{totale} (cm ²)	A_{minCBA} =1,05 cm ²	A_{minRPA} = 5,25cm ²	$A_{tmax RPA}$ = 42 cm ²	$A_{max RPA}$ =63cm ²	Correction
Terrasse	Travée	6,03	12,06	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16
	Appui	6,03	12,06	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16
Etages	Travée	6,03	12,06	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16
	Appui	6,03	12,06	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16

**Figure. V.3.**Disposition des armatures pour les poutres porteuse.

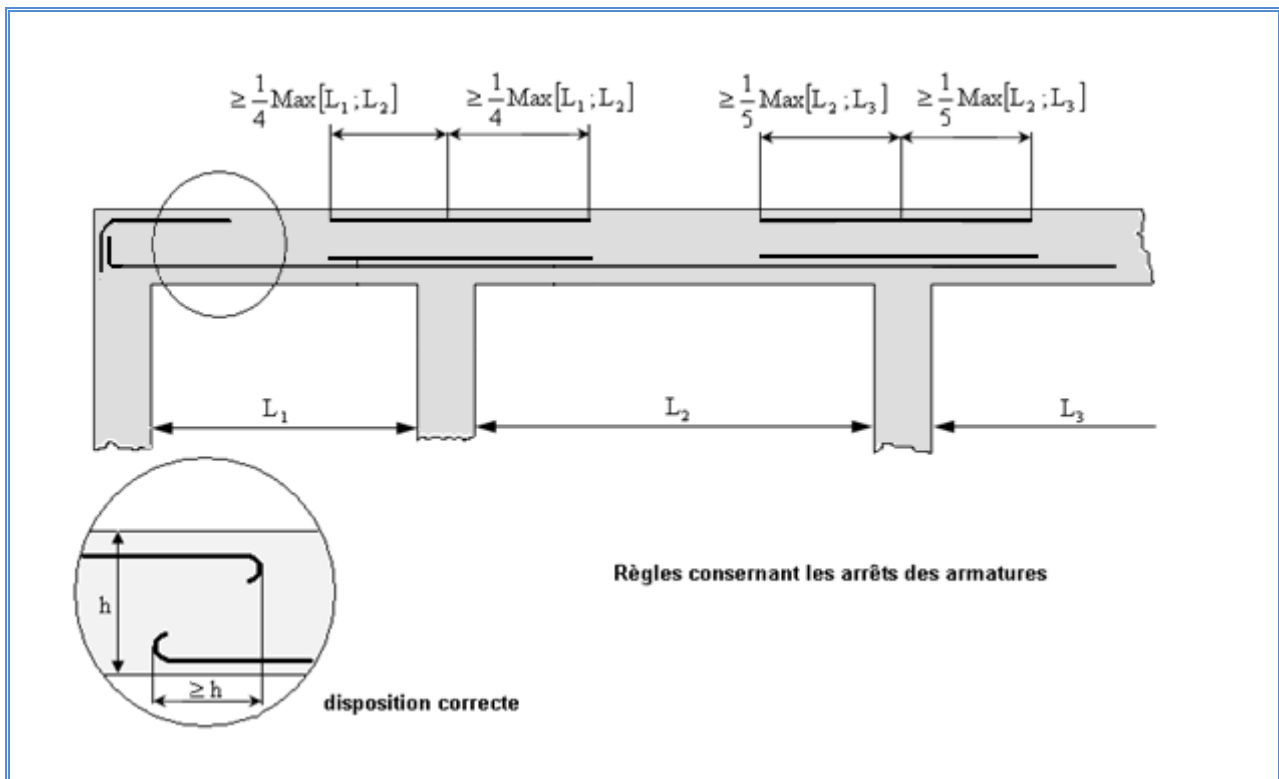


Figure. V.4.Disposition des armatures pour les poutres non porteuse.

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2)**

$$\geq \quad = 0.23 \quad \text{—}$$

- Poutres principales de (30x40) :

$$= 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34$$

- Poutres secondaires de (30x35) :

$$= 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \quad .$$

Toutes les conditions d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité $\Rightarrow$ **condition vérifiée.**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec

V_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

Tableau. V.9. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

Poutres	De rive	Intermédiaires
Fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min \left[0,15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right]$	$\min \left[0,2 \frac{f_{ci}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa}$

Tableau. V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

Niveau	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	τ (MPa)	$\tau_u \leq \tau$
Terrasse	45,05	1,35G+1,5Q	0,405	3,33	C.V
Etages	53,21	1,35G+1,5Q	0,48	3,33	C.V

Tableau. V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Niveau	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	τ (MPa)	$\tau_u \leq \tau$
Terrasse	64,77	1,35G+1,5Q	0,67	3,33	C.V
Etages	86,39	1,35G+1,5Q	0,90	3,33	C.V

❖ Influence de l'effort tranchant

❖ Vérification de la contrainte de compression du béton

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq 0,267.a.b.f_{c28}$

Avec : $a = \min \left\{ \hat{a} ; 0.9d \right\}$

b: Largeur de la poutre.

$\hat{a}$: Longueur d'appui ($\hat{a}=c-c'-2cm$) $\Rightarrow \hat{a} = b-c'-2 = 25 \text{ cm}$

c: Largeur d'appui (poteau).

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} = 1.5 \\ C' = 3cm \end{array} \right.$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. V.12.Vérification de la contrainte de compression de béton.

Poutres	Niveau	V_u (KN)	a (cm)	$0,267a.b.f_{c28}$ (kN)	condition
Principale (30x40)	Terrass	45,05	25	500,625	C.V
	Etages	53,21	25	500,625	C.V
Secondaire (30x35)	Terrass	64,77	25	500,625	C.V
	Etages	86,39	25	500,625	C.V

❖ Vérification de l'adhérence

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28}$$

Avec

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum_{i=1}^n u_i = n.\pi.\phi$$

Nous avons choisi la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable soit :

❖ *Poutres principales*

$$3\text{HA}16 \Rightarrow \Sigma = n \times x \phi = 3 \times 3,14 \times 16 = 150,72 \text{ mm} = 15,072 \text{ cm}.$$

❖ *Poutres secondaire*

$$3\text{HA}16 \Rightarrow \Sigma = 3 \times 3,14 \times 16 = 150,72 = 15,072$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. V.13. Vérification de l'adhérence.

Poutres	Niveau	V _u (kN)	Σ U _i (cm)	τ _{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$	Condition
Principale (30x40)	Terrasse	45,05	15,07	0,90	3.15	C.V
	Etages	53,21	15,07	1,06	3.15	C.V
Secondaire (30x35)	Terrasse	64,77	15,07	1,49	3.15	C.V
	Etages	86,39	15,07	2	3.15	C.V

❖ *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

D'où

y: est déterminé à partir de l'équation:

$$by^2/2 + 15A's(y-c') - 15A_s(d-y) = 0.$$

$$I = by^3/3 + 15A's(y-c')^2 + 15A_s(d-y)^2.$$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec

$$\sigma_s = M_{ser} \cdot 15 \frac{(d - y)}{I},$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right] = 202 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau. V.14. Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

Niveau	Moment	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _b < σ̄ _b	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s < σ̄ _s
Terrasse	M _t	30,07	6,03	4,88	15	C.V	148,68	202	C.V
	M _{a sup}	38,03	9,42	5,38	15	C.V	124,65	202	C.V
	M _{a inf}	38,03	9,42	5,38	15	C.V	124,65	202	C.V
4 ^{ème} 3 ^{ème} 2 ^{ème} 1 ^{ère} RDC	M _t	31,27	6,03	5,13	15	C.V	156,11	202	C.V
	M _{a sup}	44,54	9,42	6,25	15	C.V	144,86	202	C.V
	M _{a inf}	44,54	9,42	6,25	15	C.V	144,86	202	C.V

Tableau. V.15. Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Niveau	Moment	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _b < σ̄ _b	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s < σ̄ _s
Terrasse	M _t	21,2	6,03	4,48	15	C.V	124,8	202	C.V
	M _{a sup}	29,9	6,03	6,27	15	C.V	174,72	202	C.V
	M _{a inf}	29,9	6,03	6,27	15	C.V	174,72	202	C.V
4 ^{ème} 3 ^{ème} 2 ^{ème} 1 ^{ère} RDC	M _t	26,78	6,03	5,6	15	C.V	156	202	C.V
	M _{a sup}	30,6	6,03	6,38	15	C.V	177,84	202	C.V
	M _{a inf}	30,6	6,03	6,38	15	C.V	177,84	202	C.V

V.2.7.Vérification de la flèche

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

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec

$$M_t = K \times M_0$$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0,75$

Tableau. V.16. Vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

	1 ^{ère} condition			2 ^{ème} condition			3 ^{ème} condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M}{10M}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M}{10M}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP	0,087	0,062	C.V	0,087	0,075	C.V	0,0084	0,0105	C.V
PS	0,072	0,062	C.V	0,077	0,075	C.V	0,0062	0,0105	C.V

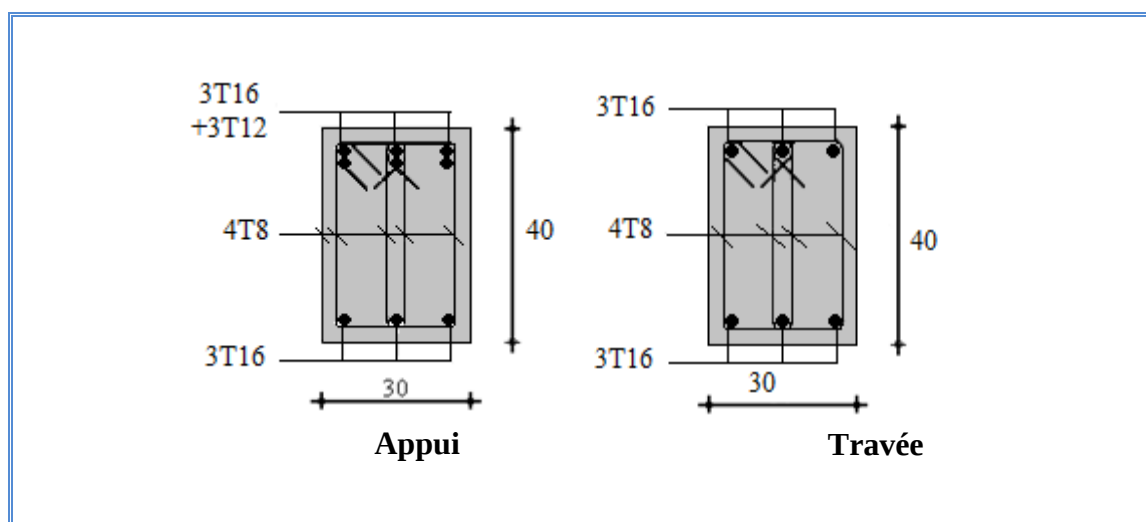


Figure. V.5. Ferrailages des poutres principales.

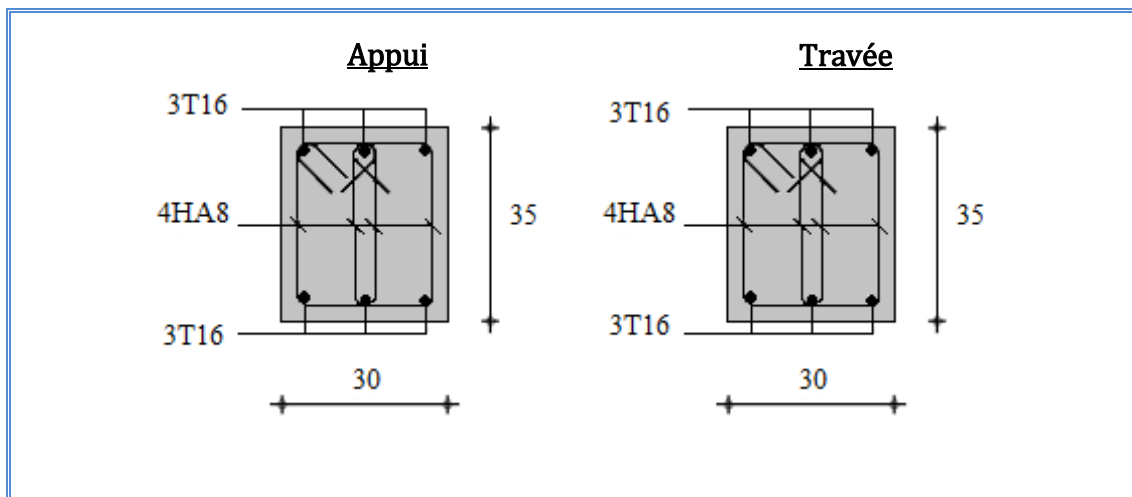


Figure. V.6.Ferrailages des poutres secondaires.

V.3.Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales

V.3.1.a. Recommandations des règlements

❖ Selon le CBA (**Art 7.1.2.1**)

$$A_t = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0,1\% \leq \frac{A_t}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

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

❖ Selon le RPA 99 version 2003 (**Art 7.4.2.1**):

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

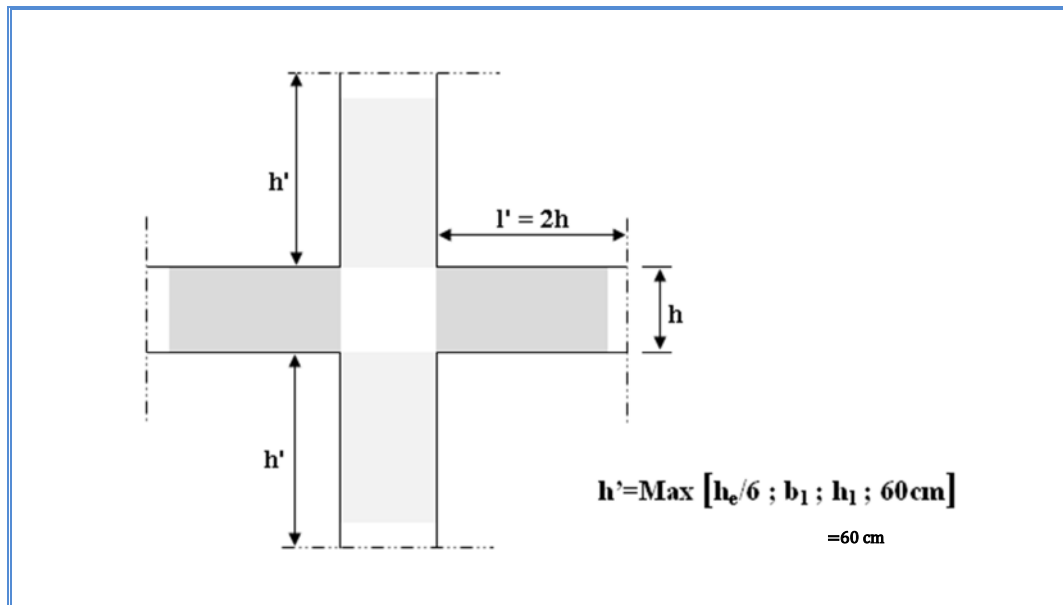


Figure.V.7.Définition de la zone nodale dans les poteaux.

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

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 4\% \quad : \text{En zone courante}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\% \quad : \text{En zone de recouvrement.}$$
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferrailage

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**

- ❖ $G + Q + E$
- ❖ $0,8G + E$
- ❖ $G + Q + 1,2 E$

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

❖ $M_{\max}$ et son N_{corr} .

❖ $N_{\max}$ et son M_{corr} .

❖ $N_{\min}$ et son M_{corr} .

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M = N \cdot (e_1 + e_2 + e_3)$$

Avec

e_1 : Excentricité du 1^{er} ordre provoqué par le moment de flexion égale à : $e_1 = \frac{M}{N}$

e_2 : Excentricité du 2^{ème} ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte du problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2 + \alpha \cdot \phi)}{10000 \cdot h}$$

Où :

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2: \text{généralement pour le béton} \\ &= \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{G}{u} \end{aligned}$$

G : Moment permanent de la barre correspond à la sollicitation considérée.

L_f : longueur de flambement.

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

e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max} \left[\frac{\ell_0 \text{ (cm)}}{250}, 2 \text{ cm} \right]$$

On doit vérifier que : $\frac{M}{N} \leq \text{Max} \left(15 \text{ et } \frac{\ell_0}{250} \right)$

Exemple de calcul

$$\begin{cases} C=C'=3\text{cm.} \\ S=35\times 35(\text{cm}^2). \\ L= 3.06 \text{ m.} \\ d = h - c' = 0.32\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{\max} = -930.86\text{KN.} & M_{\text{corr}} = -45.723\text{KN.m.} \\ M_u = 68.647\text{KN.m.} & M_{\text{ser}} = 50.18\text{KN.m.} \end{cases}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1.224\text{cm}) \Rightarrow e_a = 2\text{cm} = 0.02 \text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$\Rightarrow e_1 = e_0 + e_a e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\max} = 0.0491\text{m} = 4.91\text{cm}$$

$$\Rightarrow e_1 = (0.0491) + 0.02 = 0.0691 \text{ m} = 6.91\text{cm}$$

$$d - h / 2 = 0.145 \text{ m}$$

$$e_0 < d - h / 2 \Rightarrow \text{Section entièrement tendues}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Avec

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 6.11 < \max (15; 4) = 15 \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composée**.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$= 10. \frac{1}{1.5} = 0.88$$

$$D'où: e_2 = 0.0147\text{m} = 1.47 \text{ cm}$$

$$e = (e_1 + e_2) = (0.0691) + 0.0147 = 0.0838\text{m} \Rightarrow e = 8.38\text{cm}$$

- Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_{u\text{corr}} = N_u \times e = -930.86 \times (0.0838\text{m}) = -78 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = -930.86 \text{ KN.} \\ M_{\text{corrigé}} = -78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$$M_{ua} = M_{u\text{corr}} = 78 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{78.106}{14.2350.320^2} = 0.153$$

$$\mu = 0.153 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$= 0.5 + \frac{1 - 2}{2} = 0.5 + \frac{1 - 2(0.153)}{2} = 0.916$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{78}{348 \cdot 0.916 \cdot 32} = 764.66 \text{ mm}^2 = 7.64 \text{ cm}^2$$

- Armatures en flexion composée :

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{ed}) = 7.64 - (930.86 \times 10 / 400). \dots\dots\dots A^{fc} = -15.63 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section As la section minimale $A_{\min}$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B \cdot h}{1000} = \frac{35 \times 35}{1000} = 1.225 \text{ cm}^2.$$

- $A_{\min} \text{ RPA} = 0.9\% b \times h = 0.009 \times 35 \times 35 = 11.02 \text{ cm}^2$ (en zone III)

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max (A_{cal} , A_{cnf} , A_{RPA}) = 11.02 \text{ cm}^2.$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.17.Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

	Sollicitation	Valeur	Situation	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{minCBA} (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	Vérification
35×35	$N_{max}(KN)$	-930.86	Dur	0	0	1,22	11,02	8HA14	C.V
	$M_{corr}(KN.m)$	-45.723							
	$M_{max}(KN.m)$	68.647	Dur	0	3.09	1,22	11,02	8HA14	C.V
	$N_{corr}(KN)$	-295.01							
	$N_{min}(KN)$	-24.71	Dur	0	0.06	1,22	11,02	8HA14	C.V
	$M_{corr}(KN.m)$	-4.94							
40×40	$N_{max}(KN)$	-1907.63	Dur	0	0	1,22	14,40	8HA16	C.V
	$M_{corr}(KN.m)$	-15.848							
	$M_{max}(KN.m)$	60.30	Dur	0	0	1,22	14,40	8HA16	C.V
	$N_{corr}(KN)$	1143.89							
	$N_{min}(KN)$	-142.38	Dur	0	0	1,22	14,40	8HA16	C.V
	$M_{corr}(KN.m)$	-3.532							
35×35	$N_{max}(KN)$	-719.06	ACC	0	0	1,60	11,02	8HA14	C.V
	$M_{corr}(KN.m)$	-48.693							
	$M_{max}(KN.m)$	75.269	ACC	0	4.38	1,60	11,02	8HA14	C.V
	$N_{corr}(KN)$	-157.68							
	$N_{min}(KN)$	37.14	ACC	0	0.57	1,60	11,02	8HA14	C.V
	$M_{corr}(KN.m)$	13.482							
40×40	$N_{max}(KN)$	-1466.07	ACC	0	0	1,60	14,40	8HA16	C.V
	$M_{corr}(KN.m)$	-28.347							
	$M_{max}(KN.m)$	82.735	ACC	0	0	1,60	14,40	8HA16	C.V
	$N_{corr}(KN)$	-619.73							
	$N_{min}(KN)$	97.57	ACC	0	0	1,60	14,40	8HA16	C.V
	$M_{corr}(KN.m)$	5.849							

- **Longueur de recouvrement RPA99/V2003 Art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$L_r = 40 \varphi$ en zone III

Pour : T20..... $L_r = 80\text{cm}$

T16..... $L_r = 65\text{cm}$

T14..... $L_r = 60\text{cm}$

- **Ferraillage transversal**

Il faut calculer d'abord :

- Contrainte de cisaillement.
- Vérifier la contrainte tangentielle.
- Calculer l'armature transversale.

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour pot (35x35) : } \tau_u = 0.47\text{MPa} \\ \text{Pour pot (40x40) : } \tau_u = 0.38\text{MPa} \end{array} \right.$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ Selon le CBA93 :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentale} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentale} \end{cases}$$

❖ Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

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

Avec

λ : c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned} \right\} \text{ Pour une section carrée de côté "a" l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{a}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \text{Pour pot (35x35)} : & \quad \Rightarrow \quad = 21,20 \\ \text{Pour pot (40x40)} : & \quad \Rightarrow \quad = 24,70 \end{aligned} \right.$$

Les vérifications des contraintes tangentielles sont montrées dans ce qui suit:

Tableau. V.18. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Situation	V_u (KN)	τ_u (MPa)		ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	Acc	52.47	0,47	21,20	0,075	1,875	3,26	C.V
40x40	Acc	55.52	0,38	24,70	0,075	1,875	3,26	C.V

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales

❖ Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3] :

- $\phi_t \leq \text{Min } \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell$
- $A_t = n_t \cdot a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $\leq \frac{\text{, } \times \text{ } \times \text{---}}{(\text{ , } \times \text{ } \times \text{)}}$
- Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3 \cdot \frac{\text{---}}{B}$
- $S_t \leq \text{Min } [0,9d, 40\text{cm}]$
- $\frac{\times}{\times} \text{et} \geq 0,4 \text{ MPa}$

❖ Selon le RPA99 version 2003 [Art 7.4.2.2] :

$$S_t = \frac{h \cdot f_e}{\rho \cdot V_u}$$

Avec

$$A_t = n_t \cdot a_t$$

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: $S_t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III
 - Dans la zone courante: $S_t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_l)$ en zone III
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / (S_t \times b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

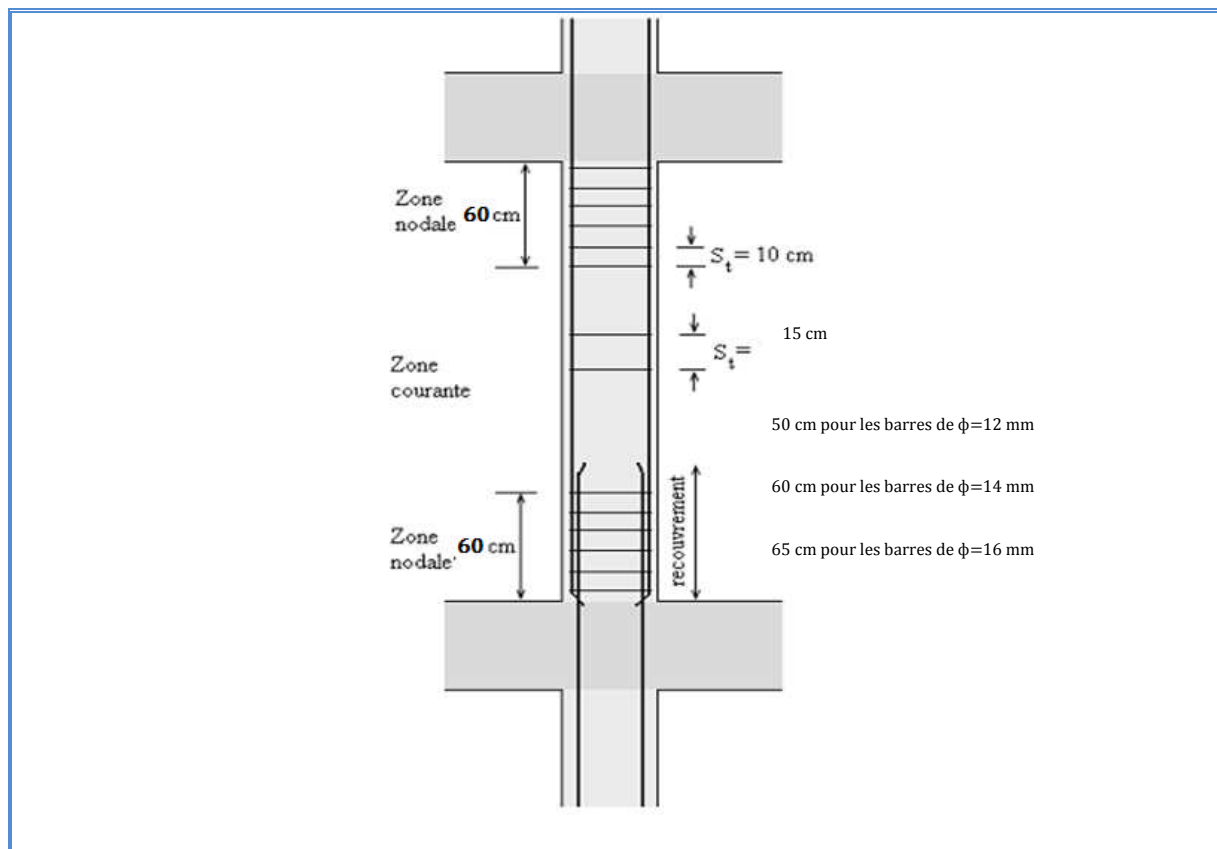
Tableau.V.19. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	Zone	S_t RPA	S_t CBA	S_t final	A_t (mm ²)	Choix
35x35	52.47	6,12	2,5	Z.C	14	28,8	15cm	2,01	4Ø8
				Z.N	10	28,8	10 cm	2,01	4Ø8
40x40	55.52	7,14	2,5	Z.C	16	33,3	15cm	2,01	4Ø8
				Z.N	10	33,3	10 cm	2,01	4Ø8

Les vérifications de la quantité d'armatures transversales minimale [Art 7.4.2.2] sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau.V.20. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A}{S \times b} (\%)$	$\frac{A}{S \times b} > 0,3\%$
35x35	Courante	0,38	C.V
	Nodale	0,57	C.V
40x40	Courante	0,33	C.V
	Nodale	0,50	C.V

**Figure.V.8.** Disposition des armatures pour les poteaux.

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser} , N_{ser} (Voir tableau V.21).

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y = 15 \cdot \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot (y - c)$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$= k.$$

$$= 15 k \left(\frac{M}{I} - \frac{N}{A} \right)$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

Avec

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \cdot \frac{1}{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Tableau. V.21. Vérification des armatures à ELS des poteaux.

Section	M _{ser} (KN.m)	N _{ser} (KN)	A (cm ²)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ _b ≤ [σ _b]	σ _s ≤ [σ _s]
35×35	50,18	675,79	12,31	7,46	147,26	C.V	C.V
40×40	43,45	1382	16,08	4,3	85,33	C.V	C.V

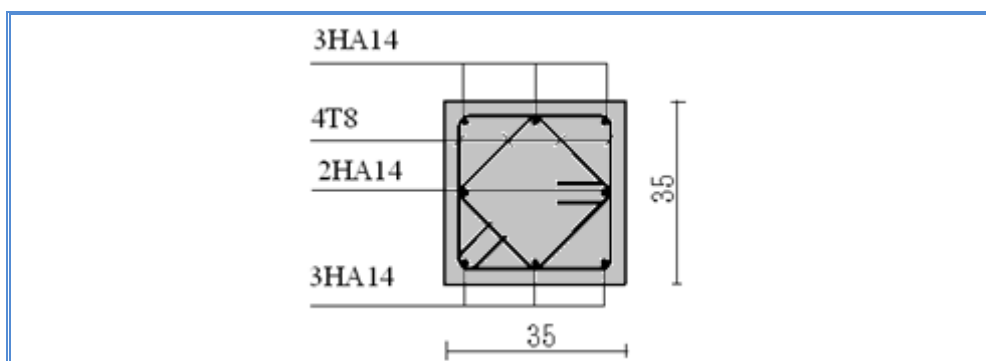


Figure. V.9. Ferrailage des poteaux de 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.

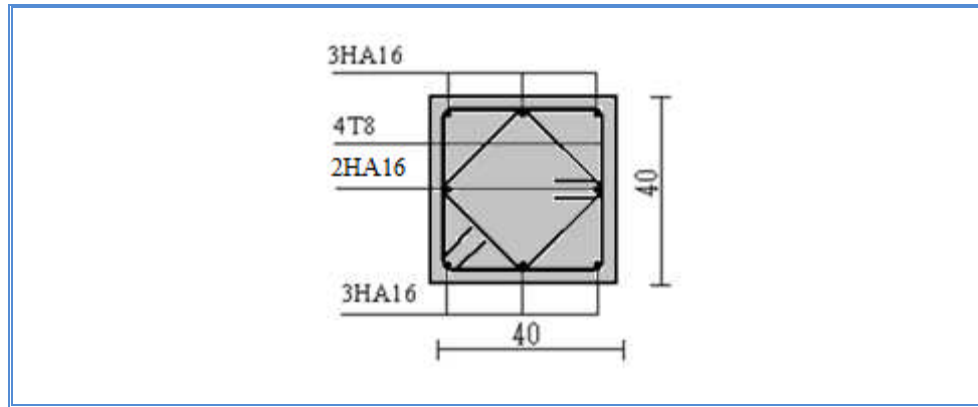


Figure. V.10.Ferrailage des poteaux du RDC, 1^{ère}, et 2^{ème} étage.

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Les voiles pleins

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales réparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme.

Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferrailage des voiles se compose des trois types d'armatures suivantes :

- Les armatures verticales.
- Les armatures transversales.
- Les armatures horizontales.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2. 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 " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " **Navier** ", les contraintes " σ_1 " et " σ_2 " sont calculées à partir des sollicitations (M, N) comme suit :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

Où

S: section transversale du voile: $S = a \cdot L$

I: moment d'inertie: $I = \frac{a \cdot h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

y: 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:

Cas 1 : Si σ_1 et σ_2 ont deux signes différents alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 \cdot L_t \cdot a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L \text{ (La longueur tendue)}$$

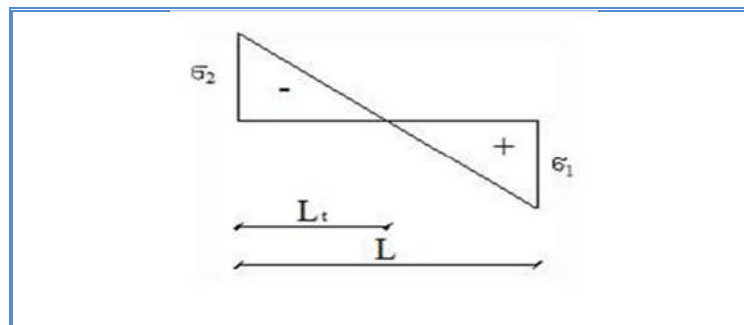


Figure. V.11. Diagramme des contraintes (SPC).

Cas 2 : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue, la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] \cdot L \cdot a$$

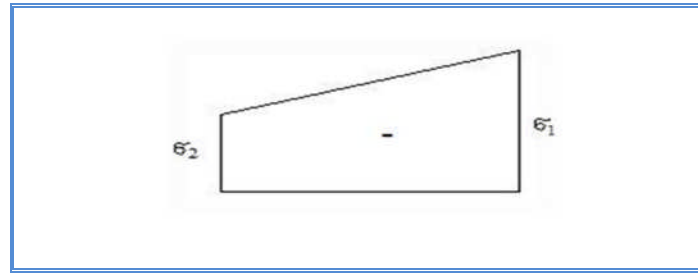


Figure. V.12.Diagramme des contraintes (SET).

Cas 3 : 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:

$$A_{\min} = 0,15\%.a.L$$

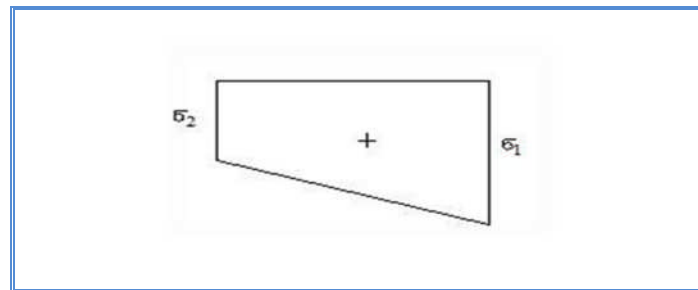


Figure. V.13.Diagramme des contraintes (SEC).

V.4.3.a. Recommandations réglementaires

❖ Armatures verticales

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

• Condition de non fragilité

- Selon le CBA 93 / (Art 7.1.2.1)

$$0,1\% \leq \frac{A_v}{ab} \leq 5\%$$

Avec

a : L'épaisseur du voile.

b : La largeur de la zone tendue.

- Selon le RPA 99V2003 / (Art 7.7.4.2)

$A_{\text{ver}} = 0,2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{\text{ver}} = 0,15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{\text{ver}} = 0,1\% B$ dans la section courante.

Avec

B: Section du voile.

a: Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

❖ Armatures horizontales

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

➤ Selon le CBA 93 (Art 7.1.3)

$$\text{Diamètre minimal: } \varphi_h \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v \right]$$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min [0,9d ; 40\text{cm}]$$

$$S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0,4 \cdot a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h \cdot 0,9 \cdot f_{eh}}{\gamma_s \cdot a \cdot \tau_b}$$

$$\bar{\tau}_b = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right] : \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_b = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right] : \text{ Fissuration Préjudiciable.}$$

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : Section d'armatures horizontales.
- $d = 0,9 h$: La hauteur utile.
-

➤ Selon le RPA 99 V 2003 (Art.7.7.4.2)

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

$$S_h \leq \min [1,5a ; 30\text{cm}]$$

❖ Armatures transversales

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

V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min} [1,5.a ; 30\text{cm}]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \frac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \frac{L}{10} \end{cases}$$

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

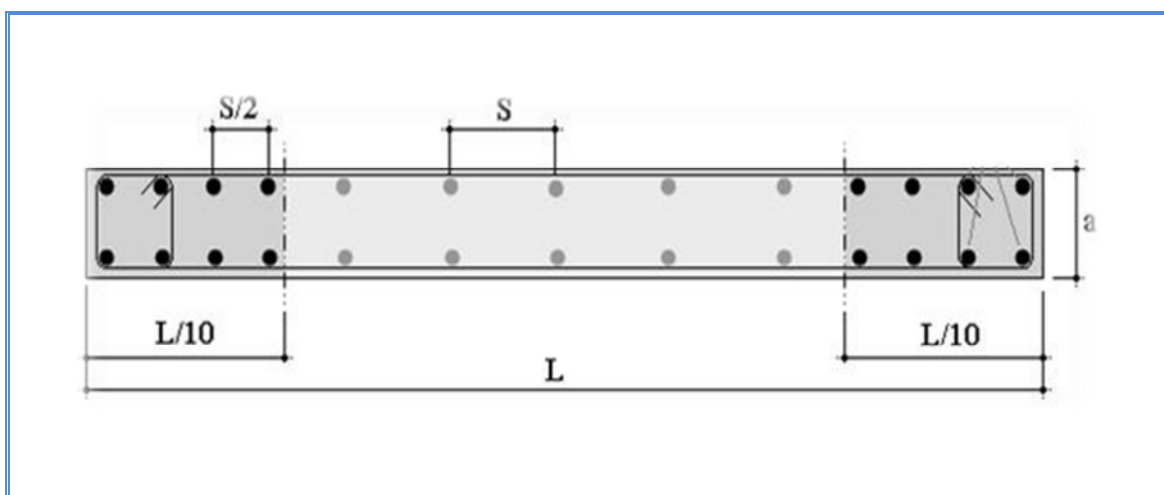


Figure. V.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4. Armatures verticales

Afin de déterminer les armatures verticales, on utilise les données suivantes :

Tableau. V.22. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1, 15$	$\gamma_s = 1,00$
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	FeE 400	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	FeE 400
$\overline{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_b = 18,50 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

❖ Exemple du calcul

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V1 (L=3.95m) dans. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

• Evaluation des sollicitations

L=3.95m ; e = 0.20 m ; V = 636,91 KN

$M_{\max} = 2048,47 \text{ KN} \cdot \text{m} \Rightarrow N_{\text{corr}} = -287,38 \text{ KN}$ (Les sollicitations sont donnés par ETABS)

$$I = \frac{a \cdot h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0,2 \cdot 3,95^3}{12} = 1,03 \text{ m}^4$$

$$s = e \cdot L = 0,2 \cdot 3,95 = 0,79 \text{ m}^2$$

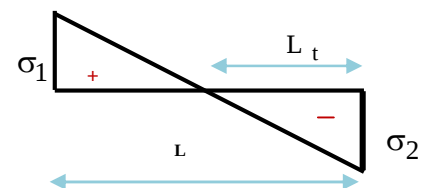
$$y = h/2 = 3,95/2 = 1,975 \text{ m}$$

• Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y = \frac{-287,38}{0,79} + \frac{2048,47}{1,03} 1,975 = 3564,12 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y = \frac{-287,38}{0,79} - \frac{2048,47}{1,03} 1,975 = -4291,66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée



➤ **Calcul de L_t :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 3,95 \cdot \left(\frac{|4291,66|}{|4291,66| + 3564,12} \right) = 2,16 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$= \frac{\times}{\times} \times = \frac{1}{\times}, \frac{1}{\times}, 0,2 = 927 \text{ KN}$$

➤ **Armature vertical:**

$$A_v = \text{—}$$

$$A_v = 0.002317 \text{ m}^2$$

$$A_v = 23,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,15\% \cdot B = 0,15\% (e \cdot b)$$

Avec

e : Epaisseur du voile.

b : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,15\% (e \cdot b) = (0,15 \times 0,2 \times 3,95) / 100 = 11,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ CBA}} = 0,1\% B = 0,1\% (e \cdot b) = (0,1 \times 0,2 \times 3,95) / 100 = 7,9 \text{ cm}^2$$

➤ **La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)**

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{395}{10} = 39,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{avec : } St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } L_t = (395 - 2(39,5)) = 120 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{avec : } St = 15 \text{ cm}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.23. Ferrailage des voiles de longueur L=3,95m dans le sens X .

Niv	M, N	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	L_t (m)	Nt (kN)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{vchoisi}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)		Choix
										CBA	RPA	
Etages	N_{max}	-449.12	196.15	-191.36	-945.66	0.66	75.59	1.74	18.56	7,9	11,85	29HA12
	N_{min}	-55.41	174.1	264.61	-404.89	2.39	96.72	1.93		7,9	11,85	
	M_{max}	-287.38	2048.47	3574.96	-4302.51	2.16	928.23	18.56		7,9	11,85	
RDC	N_{max}	-842.64	297.31	-494.97	-1638.29	0.92	195.51	4.50	56.29	7,9	11,85	29HA12
	N_{min}	-177.23	808.156	1329.56	-1778.24	2.26	401.91	8.04		7,9	11,85	
	M_{max}	-544.46	6675.97	12147.16	-13525.54	2.08	2814.72	56.29		7,9	11,85	

Tableau.V.24. Ferrailage des voiles de longueur L=4,7m dans le sens Y .

Niv	M, N	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	L_t (m)	Nt (kN)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{vchoisi}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)		Choix
										CBA	RPA	
Etages	N_{max}	-1094.68	188.924	-907.98	-1421.13	1.83	426.75	9.81	9,81	9,4	14,1	35HA12
	N_{min}	-159.79	547.5	573.56	-913.54	2.89	263.76	5.28		9,4	14,1	
	M_{max}	-882.55	-2278.14	-4032.78	2155.01	1.64	352.75	7.05		9,4	14,1	
RDC	N_{max}	-1993.47	233.55	-1803.53	-2437.89	2.00	847.66	19.50	66,09	9,4	14,1	35HA12
	N_{min}	-563.84	3349.33	3948.83	-5148.49	2.66	1369.44	27.39		9,4	14,1	
	M_{max}	-1285.89	8215.71	9789.63	-12525.56	2.64	3304.39	66.09		9,4	14,1	

Tableau.V.25. Ferrailage des voiles de longueur L=2,45m dans le sens X .

Niv	M, N	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	L_t (m)	Nt (kN)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{vchoisi}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)		Choix
										CBA	RPA	
Etages	N_{max}	-540.43	44.88	-878.61	-1327.22	0.98	215.26	4.95	9,47	4,9	7,35	17HA12
	N_{min}	-57.59	142.85	596.42	-831.48	1.43	118.62	2.37		4,9	7,35	
	M_{max}	-284.39	514.76	1992.34	-3153.12	1.50	473.39	9.47		4,9	7,35	
RDC	N_{max}	-980.64	71.21	-1645.40	-2357.21	1.01	403.12	9.27	30,67	4,9	7,35	17HA12
	N_{min}	-192.12	706.28	3137.85	-3922.01	1.36	533.81	10.68		4,9	7,35	
	M_{max}	-534.15	2045.2	9131.64	-11311.84	1.36	1533.48	30.67		4,9	7,35	

Tableau.V.26. Ferrailage des voiles de longueur L=3,3m dans le sens Y .

Niv	M, N	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	L_t (m)	Nt (kN)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{vchoisi}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)		Choix
										CBA	RPA	
Etages	N_{max}	-858.98	-226.3	-1924.90	-678.07	2.44	635.22	14.61	14,61	6,6	9,9	24HA12
	N_{min}	-33.4	295.11	762.37	-863.58	1.75	151.36	3.03		6,6	9,9	
	M_{max}	-463.96	941.9	1891.80	-3297.74	2.10	691.54	13.83		6,6	9,9	
RDC	N_{max}	-1627.23	-141.85	-2856.27	-2074.73	1.91	942.57	21.68	41,83	6,6	9,9	24HA12
	N_{min}	-1.19	269.02	739.30	-742.90	1.65	122.88	2.46		6,6	9,9	
	M_{max}	-832.48	3627.23	8731.04	-11253.70	1.86	2091.25	41.83		6,6	9,9	

Tableau.V.27. Ferrailage des voiles de longueur L=1,5m dans le sens X .

Niv	M, N	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	L_t (m)	Nt (kN)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{vchoisi}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)		Choix
										CBA	RPA	
Etages	N _{max}	-691.17	-487.48	-8803.63	4195.83	1.02	1320.55	30.37	30.37	3	4.5	10HA12
	N _{min}	116.02	460.73	6529.80	-5756.33	0.70	404.55	8.09		3	4.5	
	M _{max}	5.94	807.78	10790.20	-10750.60	0.75	804.81	16.10		3	4.5	
RDC	N _{max}	-1360.36	-897.32	-16498.80	7429.73	1.03	2474.82	56.92	63.79	3	4.5	10HA12
	N _{min}	284.76	971.58	13903.60	-12005.20	0.70	834.42	16.69		3	4.5	
	M _{max}	66.89	3222.71	43192.43	-42746.50	0.75	3189.35	63.79		3	4.5	

Tableau.V.28. Ferrailage des voiles de longueur L=3,55m dans le sens X et Y .

Niv	M, N	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	L_t (m)	Nt (kN)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{vchoisi}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)		Choix
										CBA	RPA	
Etages	N _{max}	-509.15	108.97	-457.71	-976.51	1.13	162.49	3.74	12.22	7,1	10,65	25HA12
	N _{min}	-52.87	153.61	291.20	-440.13	2.14	94.03	1.88		7,1	10,65	
	M _{max}	-252.65	1127.66	2328.53	-3040.22	2.01	611.17	12.22		7,1	10,65	
RDC	N _{max}	-932.13	166.68	-916.08	-1709.64	1.24	325.21	7.48	43.20	7,1	10,65	25HA12
	N _{min}	-167.73	450.64	836.50	-1308.98	2.17	283.51	5.67		7,1	10,65	
	M _{max}	-464.6	4546.17	10167.70	-11476.43	1.88	2160.24	43.20		7,1	10,65	

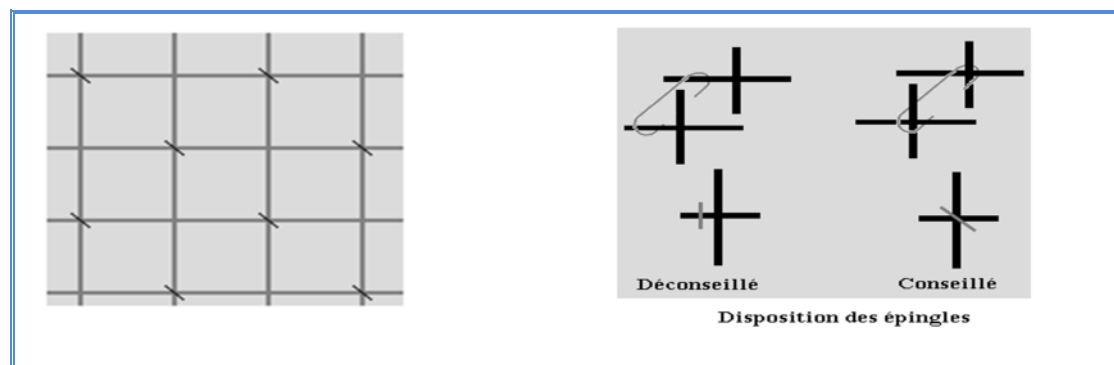
Tableau.V.29. Ferrailage des voiles de longueur L=2,30m dans le sens X et Y .

Niv	M, N	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	L_t (m)	Nt (kN)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{vchoisi}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)		Choix
										CBA	RPA	
Etages	N_{max}	-359.77	-9.87	-838.08	-726.14	1.23	192.76	4.43	7,28	4,6	6,9	16HA12
	N_{min}	-37.03	44.92	174.24	-335.24	1.51	50.74	1.01		4,6	6,9	
	M_{max}	-168.48	419.17	2010.88	-2743.41	1.33	364.10	7.28		4,6	6,9	
RDC	N_{max}	-646.96	20.35	-1291.03	-1521.84	1.06	296.94	6.83	24,74	4,6	6,9	16HA12
	N_{min}	-103.55	117.24	439.77	-889.99	1.54	137.00	2.74		4,6	6,9	
	M_{max}	-307.88	1652.42	8701.70	-10040.31	1.23	1237.10	24.74		4,6	6,9	

- **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces du voile. 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.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 235.

**Figure. V.15.** Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : $l_r = 40 \cdot \phi = 65 \text{ cm}$.

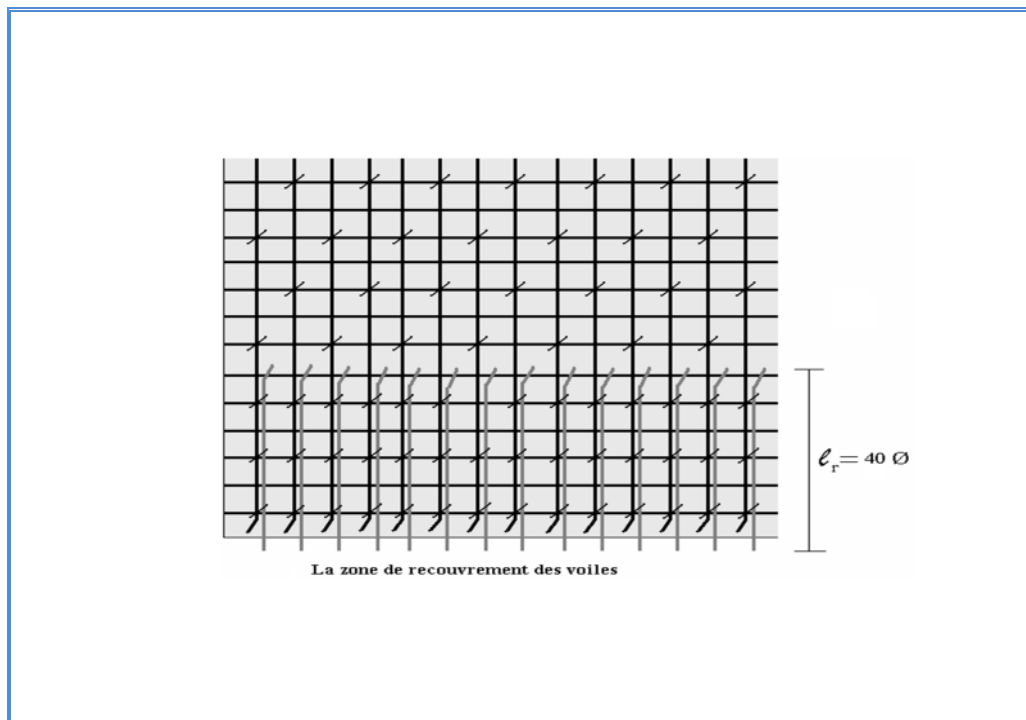


Figure. V.16. La zone de recouvrement des voiles.

- **Les armatures horizontales**

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques. Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003, on adoptera donc les sections minimales de ce dernier.

➤ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles**

Dans le règlement (RPA99 version 2003 /Art 7-7-2), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Où: $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec: $\bar{V} = 1,4 \times V_u$

- b_0 : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile $= 0,9 \cdot h$.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2 \cdot a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot \frac{1}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$$K = 1 + 3 \cdot \frac{N}{B \cdot 28} \quad (\text{Compression}) ; \text{ et } K = 1 - 10 \cdot \frac{N_u}{B \cdot 28} \quad (\text{Traction})$$

Et on doit vérifier que : $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm})$ **CBA 93 [A.5.1.2.3]**

$S_t \leq \text{min}(1,5a; 30\text{cm})$ **RPA99ver2003 [Art 7.7.4.3]**

V.4.5.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles

➤ exemple de calcul

$$L = 3,95 \text{ m}$$

$$V_u = 636,91 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V_u = 1,4 \cdot 636,91 = 891,674 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{891674}{200 \cdot 0,9 \cdot 3950} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = \text{Min}(0,9 \cdot 395; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{selon : CBA 93 [A.5.1.2.3]}$$

$$S_t \leq \text{Min}(1,5a; 30\text{cm}) = \text{Min}(1,5 \cdot 20; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{selon : RPA99ver2003}$$

$$A_H = A_V / 4 = 18,56 / 4 = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,15\% b \cdot h = 0,15\% \cdot 20 \cdot 395 = 11,85 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max[\text{RPA.V2003 ; BAEL}] = 11,85 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 17 \text{ HA}10 = 13,26 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement : } S_H = 15 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau. V.30. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles.

Niv.	L (m)	V _u (KN)	$\bar{V}_u$ (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	S _h (cm)		S _h choisi (cm)	A _h (cm ²)	A _{min} RPA	A _h choisi (cm ²)
						RPA	CBA				
Etages	3,95	636,91	891,67	1,25	5	30	40	15	4,64	9,18	17HA10
	4,70	-914,93	1280,90	1,51	5	30	40	15	2,45	9,18	17HA10
	2,45	236,53	331,14	0,75	5	30	40	15	2,36	9,18	17HA10
	3,3	411,15	575,61	0,97	5	30	40	15	3,65	9,18	17HA10
	1,5	386,49	541,08	2	5	30	40	15	7,59	9,18	17HA10
	3,35	431,53	604,14	1	5	30	40	15	3,05	9,18	17HA10
	2,30	190,74	267,03	0,65	5	30	40	15	1,82	9,18	17HA10
RDC	3,95	1075,15	1505,21	2,18	5	30	40	15	14,07	12,24	23HA10
	4,70	1388,78	1944,29	2,30	5	30	40	15	16,52	12,24	23HA10
	2,45	497,92	697,08	1,58	5	30	40	15	7,66	12,24	23HA10
	3,3	807,91	1131,07	1,9	5	30	40	15	10,45	12,24	23HA10
	1,5	560,24	784,33	2,9	5	30	40	15	15,94	12,24	23HA10
	3,35	832,46	1165,44	1,93	5	30	40	15	10,80	12,24	23HA10
	2,30	435,9	610,26	1,47	5	30	40	15	6,18	12,24	23HA10

❖ Vérification à L'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = \frac{328780}{200.3950 + 15.1856} = 0,4 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

Tableau. V.31. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Niv.	L (m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	Niv.	L (m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
Etages	3,95	0,4	15	C.V	RDC	3,95	0,71	15	C.V
	4,70	0,84	15	C.V		4,70	1,39	15	C.V
	2,45	0,78	15	C.V		2,45	1,33	15	C.V
	3,3	0,78	15	C.V		3,3	1,36	15	C.V
	1,5	1,01	15	C.V		1,5	1,64	15	C.V
	3,35	0,51	15	C.V		3,35	1,2	15	C.V
	2,30	0,56	15	C.V		2,30	0,95	15	C.V

Chapitre

VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

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

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

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

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

VI.2. Reconnaissance 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. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

VI.2.1. Nature de la couche de fondation

Le site étudié est constitué d'une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre et peu plastique.

Le sol est de faible humidité, et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et cohérent.

Cette couche est de caractéristiques : $\phi = 13,5^\circ$; $c = 0,53$ bar.

VI.2.2. Fondation des ouvrages

La profondeur d'ancrage préconisée est de 2,00 m Par rapport au terrain naturel.

VI.2.3. Stabilité du site:

- ❖ Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- ❖ Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte.

VI.2.4. Recommandations

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- ❖ La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- ❖ Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- ❖ Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- ❖ Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3. Efforts transmis par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. différents types des fondations

a) Fondations superficielles

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépasse les dix mètres environs.

d) Fondations spéciales

On site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.

VI.5. choix de type de fondations

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

VI.5.1. Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a/b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \text{ (Figure.VI.1)}$$

Nous avons des poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

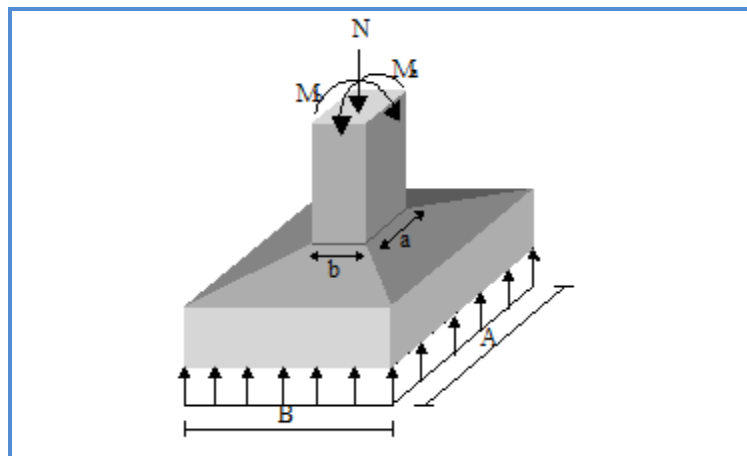


Figure.VI.1.Semelle isolée sous poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = 1.5 \text{ bars} = 0.15 \text{ mpa} = 150 \text{ KN/m}^2 \\ N = 1382 \text{ KN} \\ M = 11.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

➤ **Homothétie des dimensions :**

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad a = b = 1$$

$$D'où: B \geq \sqrt{\frac{1382}{1}} = 3 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad B = 3 \text{ m}$$

$$e_0 = M/N = 0,0087 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 155,89 \text{ KN/m}^2 \geq \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.N.V}$$

Avec :

: Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$

(A.B) : la section de la semelle.

❖ **conclusion :**

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent

Nous essayons avec les semelles filantes.

VI.5.2. Semelles filantes :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$= 1.5 \text{ bars} = 15(\text{tf/m}^2), (\text{à une profondeur de 2 m}) \overline{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

$$\text{Tel que: } \begin{cases} = \sum & \text{de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$$

B : Largeur de la semelle. On a

: Longueur de la file considérée $\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{23484,07}{150} = 156,56m^2$

On a :

$$S_{semelles} = 156,56 m^2$$

$$S_{bâtiment} = 278,77 m^2$$

Donc :

$$(S_s / S_b) = 0.5616 > 0.5$$

- **Conclusion**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.6. Etude du radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

VI.6.1. Pré dimensionnement du radier général

a) L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

$L_{max} = 5m$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$D'où : 60.63\text{cm} \leq h_r \leq 97\text{cm}. \quad (1)$$

$$\text{avec } I = \frac{bh^3}{12} \quad L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

$L_{\max}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$\Rightarrow h_r \geq \frac{\frac{*}{*} \cdot \frac{*}{*}}{*} \geq 0.69\text{m} \quad (2) \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48K L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte : $h_r = 70\text{cm}$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = 70 \text{ cm}.$$

❖ Condition de coffrage :

➤ Pour la dalle :

$$H_r \geq \frac{\Sigma}{\Sigma} = \frac{\Sigma}{\Sigma} = 24.25 \text{ cm}$$

b) Caractéristiques géométrique du radier

❖ Détermination du centre de gravité du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\Sigma}{\Sigma} \text{Donc : } X_G = 12,48\text{m} \\ Y_G = \frac{\Sigma}{\Sigma} Y_G = 9,51\text{m}. \end{array} \right.$$

❖ Moments d'inertie

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est: $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 43061,75 \text{ m}^4 \\ \end{array} \right.$$

$$I_{yy} = 58624,96 \text{ m}^4$$

VI.6.2. Vérification du radier

a). Vérification de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Selon le **C.B.A art A.5.2.4.3**, Nous devons vérifier que : $N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité.

μ_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

h_r : épaisseur totale du radier.

μ_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2 \cdot (L + b + 2 \times h_{\text{radier}}) = 2 \cdot (4,7 + 0,2 + 2 \times 0,70) = 13 \text{ m}$$

$$N_u = 1993,87 \text{ KN}$$

$$0,045 \mu_c \times h_{\text{radier}} \times f_{c28} / \gamma_b = 9750 \text{ KN} \geq 1993,87 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

b) vérification de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera vérifiée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, selon le Règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot f_{ctd} / \gamma_b \text{ Où :}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b : 1,5

d : 0,9 h.

b : 1m.

Avec

$$= \frac{\cdot}{\cdot} = \frac{\cdot}{\cdot}$$

$L_{\max}$: la plus grande portée de la dalle = 4.85 m.

$L_{\max}$: la plus grande portée de la dalle = 4.85 m.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times 0.07f_{cj}}$$

$$h = \frac{28942.69 \times 4.85 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 278.77 \times 0.07 \times 25 \times 10^3} = 0.28 \text{ m}$$

Pour

$$N_u = 28942.69 \text{ KN}$$

$$S_r = 278.77 \text{ m}^2$$

$$L_{\max} = 4,85 \text{ m}$$

$$h \geq 28 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$F_{cj} = 25000 \text{ KN/m}^2.$$

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).}$$

C) .vérification stabilité au renversement

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leurs diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

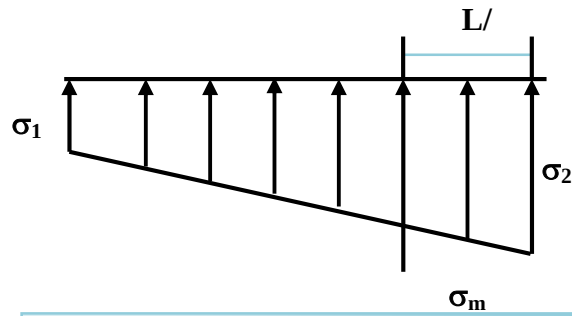
N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

$$N = 28942.69 \text{ KN}$$

$$M_x = 6395.906 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 19150.644 \text{ KN.m}$$



FigVI.2.Diagrammedescontraintes

- **Sens transversale :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 174.96 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 32.68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 139.39 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens longitudinal :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 136.16 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 71.84 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 120.08 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée.

D'après le RPA 99 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

e : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

- **Sens longitudinal :** $e_x = 0.22 \text{ m} < \frac{a}{4} = 5.35 \text{ m}$ (Vérifiée)

- **Sens transversal :** $e_y = 0.66 \text{ m} < \frac{b}{4} = 5.97 \text{ m}$ (Vérifiée)

Donc La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

Tableau .VI.1. Vérification des contraintes.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	28942.69	28942.69	21100.39	21100.39
e(m)	0.22	0.66	0.22	0.66
S(m²)	278.77	278.77	278.77	278.77
M (KN.m)	6395.9	19150.64	4525.83	13783.21
V (m)	14.04	4.31	14.04	4.31
I (m⁴)	43061.75	58624.96	43061.75	58624.96
σ_1(KN/m²)	136.16	174.96	108.3	146.84
σ_2 (KN/m²)	71.84	32.68	43.34	4.73
σ_{moy}(KN/m²)	120.08	139.39	92.06	111.31
σ_{adm}(KN/M²)	150	150	150	150
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

d) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

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 : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$W = W_{\text{radié}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{voile per}} + W_{\text{remblai}}$

$W = 7526.79 + 28942.68 + 1173.69 = 37643.16 \text{ KN}$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement F_s = 1,5

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN / m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure (Z = 2 m).

S : surface du radier (S = 278.77 m²).

Fs. γ . Z. S = $1,5 \times 10 \times 2 \times 278.77 = 8363.1$ KN

Donc: $W \geq$ Fs. γ . Z. S..... Condition vérifiée

e) Vérification de soulèvement (G+Q+ E)

Tableau.VI.2. Vérification du soulèvement.

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	21280.31	21280.31
S(m²)	278.77	278.77
M (KN.m)	45184.62	51982.09
V (m)	217.80	217.80
I (m⁴)	43061.75	58624.96
σ_1(KN/m²)	77.38	77.21
σ_2 (KN/m²)	75.28	75.45
σ_{moy}(KN/m²)	76.85	76.77
σ_{adm}(MPa)	150	150
Vérification	C.V	C.V

VI.6.3.Ferraillage du radier :

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, Émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

❖ **Détermination des efforts**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leurs contours, nous

Distinguons deux cas :

➤ **1^{ère} cas :** $0 \leq \rho \leq 0.4$ la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = L_x / L_y$ $L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x^2 / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

➤ **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \rho \leq 1$ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

• **Pour les panneaux de rive :**

Moment en travée : ($M_{tx}=0,85.M_x$; $M_{ty}=0,85.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,3.M_x$; $M_{ay}=0,3.M_y$)

• **Pour les panneaux intermédiaires :**

Moment en travée : ($M_{tx}=0,75.M_x$; $M_{ty}=0,75.M_x$)

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,5.M_x$; $M_{ay}=0,5.M_x$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

❖ **Les sollicitations :**

• **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{103,82}{1} = 103,82 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{75,69}{1} = 75,69 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$$L_x = 3,95 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,85 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{4,85} = 0,81$$

❖ Calcul des moments :

- **ELU** : $v = 0$; $Q_u = 103,82 \text{ KN/m}^2$:

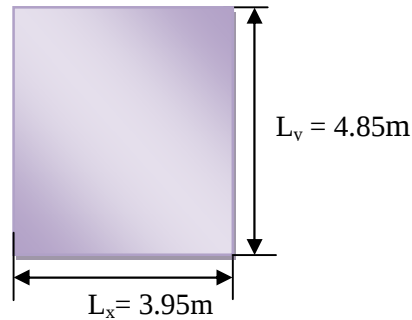


Figure VI.3. Le panneau le plus sollicité

Tableau. VI.3. Les moments a ELU.

Panneaux	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
P	3,95	4,85	0.81	0.055	0.613	89,09	54,61

- **ELS** : $v = 0.2$; $Q_{\text{ser}} = 75,69 \text{ KN/m}^2$:

Tableau. VI.4. Les moments a ELS.

Panneaux	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
P	3,95	4,85	0,81	0,0617	0,724	72,86	52,75

❖ Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 8,69 \text{ cm}^2$

❖ Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3\text{hr}) \quad S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4\text{hr}) \quad S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$$

❖ Calcul des armatures :

$$= \frac{u}{\times \times^2} = \frac{75,72 \times 10}{14,2 \times 1000 \times 720^2} = 0,01 < 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{1 - 2\mu}{2} = 0,5 + \frac{1 - 2(0,01)}{2} = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{75,72 \cdot 10^6}{348 \cdot 0,995 \cdot 72} = 3,03 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. VI.5. Calcul des armatures a ELU.

	Sens x- x		Sens y-y	
Panneau	En travée	En appui	En travée	En appui
$M_U(\text{KN.m})$	75,72	26,73	46,42	16,38
$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	3,03	1,07	1,87	0,66
$A_{s \min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	8,69	8,69	8,69	8,69
Choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
$A_{s \text{corr}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	10,05	10,05	10,05	10,05
Espacement (cm)	20	20	20	20

❖ Schéma de ferrailage du radier :

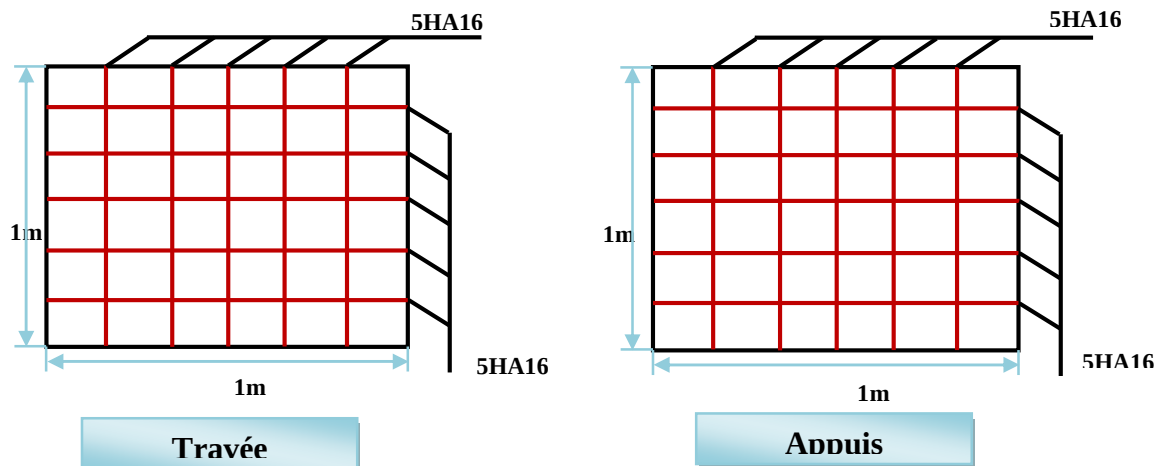


Fig.VI.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.7. Etude du voile périphérique [1] [Art 10.1.2 / BAEL 91 mod 99]

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.7.1. Evaluation des charges

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation $q=2,5\text{KN/m}^2$ qui vient du commerce.

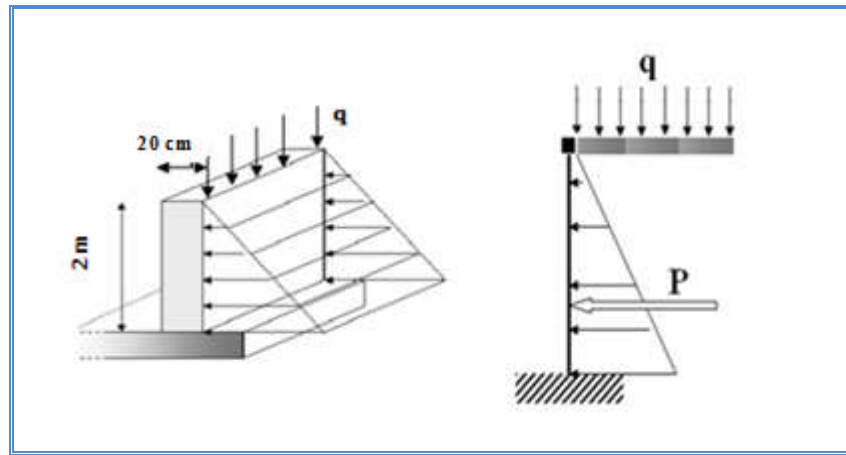


Figure.VI.5.Schéma du chargement qui s'applique au voile périphérique.

❖ Charge permanente

Nous avons pour notre bloc:

- un terrain plat $\Rightarrow \beta=0$
- mur droit $\Rightarrow \lambda=0$
- le poids volumique du terrain: $\gamma=18,5 \text{ (KN/m}^3\text{)}$
- l'angle de frottement interne : $\varphi=13,5^\circ$

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$\begin{cases} P=1/2 (k_{\gamma a} \cdot \gamma \cdot h^2) \\ G= k_{\gamma a} \gamma \cdot h \end{cases}$$

Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a} = \text{tg}^2 [(\pi/4) - (\varphi/2)]$

D'où : $k_{\gamma a} = 0,621$

Alors :

$$G = 0,621 \times 18,5 \times 2,00 = 22,97 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Charge d'exploitation :**

- $Q = k_q \cdot q$
 - $k_q = k_{\gamma} / \cos(\beta - \lambda) = 0,621$
- Alors : $Q = 0,621 \times 2,5 = 1,55 \text{ KN/m}^2$

❖ **Combinaisons d'actions**

- $q_u = 1,35G + 1,5Q = 33,33 \text{ KN/m}^2$
- $q_{ser} = G + Q = 24,52 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m:

- $q_u = 33,33 \text{ KN/ml}$
- $q_{ser} = 24,52 \text{ KN/ml}$

VI.7.2. Ferrailage des voiles périphériques

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

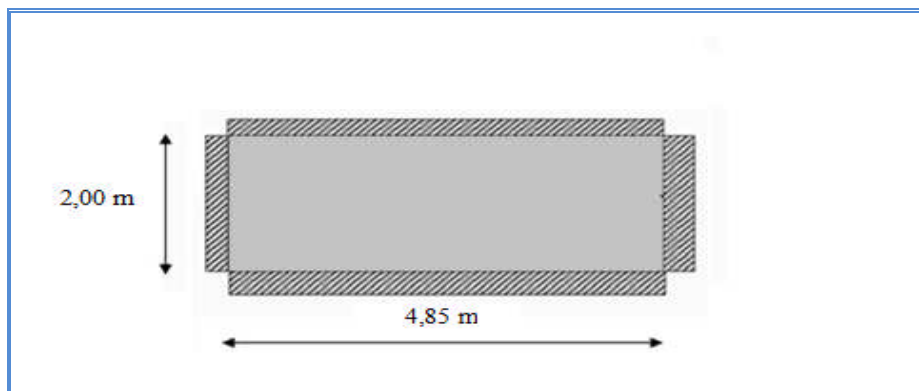


Figure.VI.6. Schéma des dimensions du voile périphérique.

$$= \frac{2,00}{4,85} = 0,41 > 0,4 \Rightarrow \text{ dalle travaillant suivant les deux direction}$$

En utilisant la méthode forfaitaire des panneaux de rive, les moments en travée et en appui sont définis par les formules suivantes :

Tableau.VI.6.Détermination des moments par la méthode forfaitaire.

Direction	X	Y
Moment	$M_x = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$
Travée	$M_{tx} = 0,75 M_x$	$M_{ty} = 0,75 M_y$
Appui	$M_{ax1} = M_{ax2} = -0,5 M_x$	$M_{ay1} = M_{ay2} = -0,5 M_y$

Tableau.VI.7.Détermination des moments de voile périphérique.

Etat	ELU				ELS			
Position	X		Y		X		Y	
M_x, M_y	$0,1088 \times 33,33 \times (2,00)^2 = 14,50 \text{KN.m}$		$0,2500 \times 14,50 = 3,62 \text{KN.m}$		$0,1110 \times 24,52 \times (2,00)^2 = 10,88 \text{KN.m}$		$0,2924 \times 10,88 = 3,18 \text{KN.m}$	
Direction	travée	appui	travée	appui	travée	appui	travée	appui
Moment	10,87	7,25	2,71	7,25	8,16	5,44	2,39	5,44

a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU:**➤ Exemple de calcul :**

$$= \frac{u}{\times \times^2} = \frac{10,87 \times 10}{14,2 \times 1000 \times 180^2} = 0,023 < 0,392$$

$$= 0,5 + \frac{1-2}{2} = 0,5 + \frac{1-2(0,023)}{2} = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,87 \cdot 106}{348 \cdot 0,983 \cdot 180} = 1,75 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{Fe} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 2,17 \text{cm}^2$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

	Sens	M (KN.m)	d (cm)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{min/2} (cm ²)	A _{calcul} ≥ A _{min/2}	A _{final/m} (cm ²)
Travée	X	10,87	18	1,75	2,17	1,08	C.V	5HA10=3,92
	Y	2,71	18	0,43	2,17	1,08	N.V	5HA10=3,92
Appui	X	7,25	18	1,17	2,17	1,08	C.V	5HA10=3,92
	Y	7,25	18	1,17	2,17	1,08	C.V	5HA10=3,92

b. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\diamond \text{ suivant X : } T_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y \cdot l_x} = 27,68 \text{ KN}$$

$$\diamond \text{ suivant Y : } T_y = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3 \cdot l_y} = 22,22 \text{ KN}$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{27,68 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,21 \text{ MPa} \leq \frac{0,1 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,66 \text{ MPa} \quad (c, v)$$

c. Vérification des contraintes à l'ELS

= —

Avec :

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A_s)}{b} \cdot \frac{1}{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_s)}{7,5 \cdot (A_s + A_s)^2}} - 1$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

$$\sigma_B = K y$$

$$\sigma_s = 15K (d - y)$$

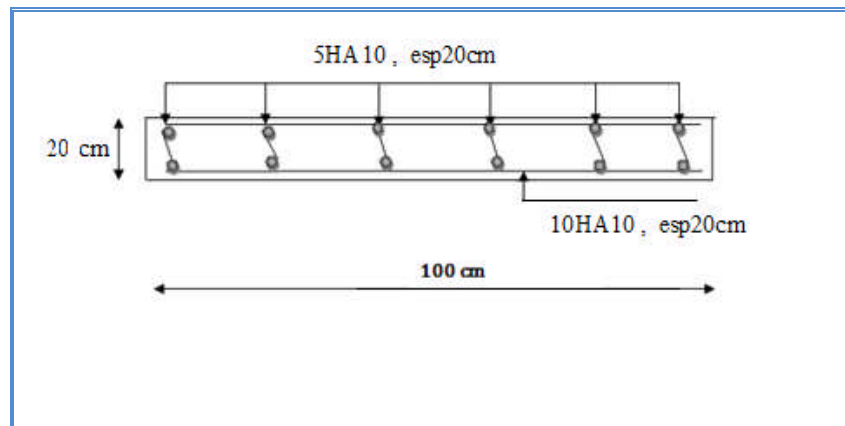
$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e = 266,67 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} = 201,633 \text{ MPa} \right] = 201,633 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.9. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_{ELU} (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	10,87	8,16	123,45	2,39	C.V	C.V
	Y	2,71	2,39	36,62	0,71	C.V	C.V
Appui	X	7,25	5,44	83,7	1,62	C.V	C.V
	Y	7,25	5,44	83,7	1,62	C.V	C.V

**Figure.VI.7.** Disposition de ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre connaissances scientifique et techniques essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes et des règlements en vigueur.

La disposition du système de contreventement choisi dans ce projet (portiques voiles) a été exigée par le règlement R.P.A.99 version 2003.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concrète vers l'accumulation d'expérience.

De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec les entreprises qui nous permis d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.



Bibliographie

Documents réglementaires

 [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

 [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

 [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

 [4] : quelque mémoire.

Manuels techniques

 [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI. 317 pages ; édition 2011

Logiciels

- ETABS version 9.7.4
- SOCOTEC version 1.01
- AUTO CAD 2011.