



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :...

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Etude d'un bâtiment en béton armé (R+7) à usage d'habitation

*Réalisé par : - Lalaouna Taki Eddine
- Mezdaouet Mohammed Saber*

Dirigé par : M. KHALFAOUI Mustapha Kamal

Membres de jury :

M. MEHAMDIA Ali

MCB Président

M. REBAI Bilal

MAA Examineur

Présenté le : 11/07/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Avant tout, louange à "ALLAH", notre créateur et maître de l'univers, s'avoir envoyé à nous tous le prophète "Mohamed" qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

- ✚ Nous représentons nos sincères remerciements à notre encadreur Mr: **KALFAOUI MUSTAPHA KAMEL** qu'il nous aidé et bien dirigé pour orienter et réaliser ce travail.
- ✚ Nous remercions chaleureusement nos familles respectives **LALAOUNA** et **MEZDAOUET** pour tout l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.
- ✚ Nous adressons nos remerciements chaleureusement à tous les enseignants qui nous ont enseigné au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme de licence.
- ✚ En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury qui ont accepté d'examiner et juger la qualité de notre travail.
- ✚ Et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation de de mémoire Je dédie ce modeste travail :

Dédicaces

Avant tout, je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

Mes parents; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler...

Mes frères et mes sœurs...

À ceux que j'aime et que j'adore...

À mon encadreur Mr : Khalfaoui...

À tous mes amis : Saber, Raid, Imade, Walid, Rahim, Nassir, Hichem, Kamel...

A mes Amis d'enfance : Samdo, Raid, Sabti, Anis, Walid, Aymen...

Enfin, à tous ceux qui m'aiment...

À vous...

LALAOUNA TAKI EDDINNE

Dédicaces

Avant tout, je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

Mes parents; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler...

Mes frères et mes sœurs...

À ceux que j'aime et que j'adore...

À mon encadreur Mr : Khalfaoui...

À tous mes amis : takj, WLF, moha youcef, abde errahim, imad, walid, nassir, tellia,

A mes Amis d'enfance : Maza, abd kader, midou, riad, fahmi, masi, nounou, oussama, moujakou

Enfin, à tous ceux qui m'aiment...

À vous...

Mezdaouet Mohammed Saber

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+7) contreventée par des portiques et des voiles, à usage d'habitation. La structure est implantée à Wilaya de khenchela , zone de faible sismicité (zone I). L'étude est conforme aux **Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003**. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), en appliquant le (**BAEL91**), L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel robot structurale analyses 2014.

الملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة ديناميكية لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران الخرسانية ، تتكون من طابق ارضي و سبع طوابق للاستعمال السكني ، تقع البناية في ولاية خنشلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (I) والتي تتميز بنشاط زلزالي ضعيف ، حيث قمنا في دراسة هذا البناء باستعمال القواعد الجزائرية المضادة للزلازل **Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003** ، تحديد الابعاد والتسليح صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر **CBA 93 BAEL 91** ، أما الدراسة الحركية فقد تمت باستعمال برنامج **robot structurale analyses 2014**

Abstract

This Project consiste maily in dynamic analysis of a structure (R+7) for reside usage. The structure islocated in Khenchela, State which is characterized by an Low seismicity (zone I). The studyis carried out regarding the Algerian seismic code (**RPA99 modifiedin 2003**). The structural éléments dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (**CBA93**) and the limits states of reinforced concrete (**BAEL91**), the study and the analysis of this plan had been established by software (robot structurale analyses 2014).

Sommaire

Remerciment.....	I
Didicace 1.....	II
Didicace 2.....	III
Resume.....	IV
Sommaire.....	V
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux.....	VII
Liste des notations.....	VIII
Introduction générale.....	1
Chapitre I :PRESENTATION DE L’OUVRAGE	
I.1. Introduction.....	4
I.2. Description de l’ouvrage.....	4
I.3. Caractéristique de l’ouvrage.....	4
I.3.1. Caractéristique géométriques.....	4
I.3.2. Contreventement.....	4
I.3.3. Les planchers.....	4
I.3.4. Les escaliers.....	4
I.3.5. La maçonnerie.....	4
I.3.6. L’acrotère.....	5
I.3.7. l’ascenseur.....	5
I.3.8. Balcons.....	5
I.3.9. Les voiles.....	5
I.3.10. L’infrastructure.....	5
I.4. Règlementations et normes utilisés.....	5
I.5. Méthodes de calcul.....	5
I.5.1. Définition de l’état limite.....	5
I.6. Actions et sollicitations.....	6
I.6.1. Définition des actions.....	6

I.6.1. Les sollicitations	6
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
I.7.1. Béton	7
I.7.1. L'Acier	9
I.8. Règles des trois pivots	11
I.9. Hypothèses de calcul	11
I.9.1. Etats limites ultimes (ELU)	11
I.9.2. Etats limites de service (ELS)	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	14
II.1.1. Les planchers	14
II.1.1.1. Planchers à corps creux BAEL 91	14
II.1.1.2. les dalles pleines	15
II.1.2. Les balcons	15
II.1.3. Les escaliers	17
II.1.4. L'acrotère	20
II.2. Evaluation des charges et surcharges	21
II.2.1. Plancher	21
II.2.2. Balcon	22
II.2.3. Murs	23
II.2.4. Escaliers	23
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	24
II.3.1. les poutres	25
II.3.1.1. Les poutres principales	25
II.3.1.2. Les poutres secondaire	25
II.3.2. les poteaux	26
II.3.2.1. Etapes de pré-dimensionnement	26
II.3.2.2. Détermination des charges et surcharges	27
II.3.2.2.1. Charge permanent Poteau central (E-2/ E-7)	27
II.3.2.2.2. Charges d'exploitation Poteau central (E-2/ E-7)	30
II.3.2.2.3. Charge permanent Poteau de rive (C-8/ C-1/ G-8/ G-1)	30
II.3.2.2.4. Charges d'exploitation Poteau de rive (C-8/ C-1/ G-8/ G-1)	33

II.3.2.2.5. Charge permanent Poteau d'angle (A-1/ A-8/ H-1/ H-8)	34
II.3.2.2.6. Charges d'exploitation Poteau d'angle (A-1/ A-8/ H-1/ H-8)	36
II.3.3. Vérification de la section de poteaux.....	37
II.3.4. Pré dimensionnement des voiles.....	38
II.4. Conclusion.....	39

Chapitre III :CALCUL DES ÉLEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère.....	41
III.1.1.Principe de calcul.....	41
III.1.2.Calcul de l'acrotère.....	42
III.1.3.Calcul des sollicitations.....	42
III.1.4.Calcul de l'excentricité.....	42
III.1.5.Calcul le moment fictif.....	42
III.1.6.Calcul de ferrailage.....	42
III.2. Etude des escaliers.....	44
III.2.1.Calcul des Sollicitations.....	44
III.2.2.Calcul de ferrailage.....	45
III.3. Poutre palière.....	48
III.3.1.Evaluations des charges.....	48
III.3.2.Pondération des charges.....	48
III.3.3.Calcul des moments.....	48
III.3.4. Répartition des moments.....	48
III.3.5. Calcul de ferrailage.....	49
III.3.6. Calcul de la poutre à la torsion.....	52
III.4. Etude de l'ascenseur.....	53
III.4.1. Introduction.....	53
III.4.2. Etude de la cage d'ascenseur.....	54
III.4.3.Définir le poids de l'ascenseur.....	54
III.4.4.Dalle machine.....	55
III.5. Etude des balcons.....	60
III.5.1.Définition.....	60
III.5.2.Etude des balcons type 2.....	60
III.5.2.1. Evaluation des charges.....	61

III.5.2.2. Calcul des sollicitations.....	61
III.5.3. Etude des balcons type 2.....	63
III.5.3.1. Evaluation des charges.....	63
III.5.3.2. Calcul des sollicitations.....	64
III.6. ETUDE DES PLANCHERS.....	66
III.6.1. Plancher corps creux.....	66
III.6.1.1. Méthodes de calcul.....	66
III.6.1.2. Les différent type de nervures.....	68
III.6.1.3. Calcul des sollicitations.....	69
III.6.1.3.1. Plancher terrasse.....	69
III.6.1.3.2. Plancher étage courant	98
III.6.1.4. Les sollicitations maximales.....	126
III.6.1.5. Calcul du ferrailage.....	126
III.6.1.5.1. Planche Terrasse.....	126
III.6.1.5.2. Planche étage courant.....	130
III.6.1.5.3. La table de compression.....	133

Chapitre IV :ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction.....	136
IV.2. Calcul des inerties des voiles.....	136
IV.3. Calcul du Centre de torsion.....	142
IV.4. Centre de masse des différents niveaux.....	142
IV.5. Calcul des excentricités.....	143
IV.5.1. Excentricité calculée.....	143
IV.5.2. Excentricité réglementaire.....	143
IV.5.3. Excentricité a adopté.....	143

Chapitre V :Etude Sismique

V.1. Introduction.....	146
V.2. Objectifs et exigences.....	146
V.3. Le choix de la méthode de calcul.....	146
V.4. Méthode d'analyse modale spectrale.....	146

V.4.1. Principe.....	146
V.4.2. Hypothèses de calcul.....	146
V.4.3. Présentation du logiciel.....	147
V.4.4. Etapes de modélisation.....	147
V.4.5. Domaine d'application.....	147
V.4.6. Spectre de réponse de calcul.....	147
V.4.7. Classification de site.....	148
V.4.8. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	148
V.5. Nombre de mode à considérer.....	150
V.6. Modélisation.....	150
V.6.1. Dispositions des voiles.....	150
V.6.2. Application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	151
V.6.3. Nombre des modes considérées.....	152
V.6.4. Résultat de calcul (ROBOT)	152
V.7. Calcul de poids total de la structure.....	156
V.8. Calcul de la force sismique statique.....	157
V.8.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente	157
V.8.2. Vérification de la période.....	157
V.8.3. Vérification de déplacement.....	157
V.8.4. Calcul et vérification des déplacements.....	158
V.8.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	158
V.8.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ	159
V.8.7. Vérification au renversement.....	160
V.9. Conclusion.....	161

Chapitre VI :FERRAILLAGE DE LA SUPERSTRUCTURE

VI.1. Introduction.....	163
VI.2. Ferrailage des portiques.....	163
VI.2.1. Les poteaux.....	163
VI.2.1.1. Combinaisons des charges.....	163
VI.2.1.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	163
VI.2.1.3. Ferrailage des poteaux.....	163

VI.2.1.3.1. Armatures longitudinales.....	164
VI.2.1.3.2. Armatures transversales.....	164
VI.2.1.3.3. Calcul des armatures transversales.....	171
VI.2.1.4. Ferrailage numérique des Poteaux : (flexion composé)	173
VI.2.1.5. Vérification vis -à vis de l'état limite de service.....	173
VI.2.1.6. Les armatures transversales.....	173
VI.2.1.7. Schéma de ferrailage des poteaux.....	174
VI.2.2. Les poutres.....	174
VI.2.2.1. combinaisons des charges.....	174
VI.2.2.2. Etapes à suivre.....	175
VI.2.2.3. Ferrailage des poutres.....	176
VI.2.2.3.1. Poutre Principales.....	177
VI.2.2.3.2. Poutre Secondaires.....	179
VI.2.2.4. Schéma de ferrailage des poutres.....	182
VI.3. Ferrailage des voiles.....	182
VI.3.1. Prescription imposées par l'RPA99/2003.....	183
VI.3.2. Ferrailage vertical.....	183
VI.3.3. Ferrailage horizontal.....	183
VI.3.4. Règles communes.....	184
VI.3.5. Ferrailage verticale.....	184
VI.3.6. Etudes des sections.....	184
VI.3.7. Calcul de ferrailage voiles pleins.....	186
VI.3.7.1. Calcul de ferrailage vertical.....	186
VI.3.7.2. Espacement des armatures verticales.....	187
VI.3.7.3. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant.....	189
VI.3.7.4. Schéma ferrailage de voile.....	190

Chapitre VII :FERRAILAGE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Etude des fondations.....	192
VII.2. Calcul des semelles.....	192
VII.2.1. Règlement de calcul.....	192
VII.2.2. Pré dimensionnement.....	192
VII.3. Etude du radier.....	193

VII.3.1. Généralité.....	193
VII.3.2. Sollicitations.....	193
VII.3.3. pré-dimensionnement du radier.....	193
VII.3.3.1. les Vérifications nécessaires.....	195
VII.3.3.2. Vérification au non poinçonnement.....	195
VII.3.3.3. Vérification de radier.....	196
VII.3.3.4. Caractéristiques géométriques du radier.....	196
VII.3.3.5. Les moment d'inerties.....	196
VII.3.4. Vérification des contraintes dans le sol.....	196
VII.3.4.1. Sollicitation du premier genre.....	196
VII.3.4.2. Ferrailage du radier.....	198
VII.3.4.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$)	200
VII.3.4.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$).....	200
VII.3.5. Calcul du ferrailage.....	201
VII.3.5.1. Vérification des contraintes à l'ELS.....	202
VII.3.6. Ferrailage des poutres de libage.....	202
VII.3.6.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton.....	203
VII.3.7. Armature de peau.....	204
VII.4. Etude de débord du radier.....	206
VII.4.1. Ferrailage du débord.....	206
VII.4.2. Evaluation des charges et surcharges.....	206
VII.4.3. Ferrailage.....	207
VII.5. Etude du voile périphérique.....	208
VII.5.1. Dimensionnement.....	208
VII.5.1.1. Détermination des sollicitations.....	208
VII.5.1.2. Calcul de la force de poussée.....	208
VII.5.1.3. Calcul des moments fléchissant.....	209
VII.5.1.4. Calcul les moments isostatique.....	209
VII.5.1.5. L'effort tranchant maximal.....	209
VII.5.1.6. Ferrailage des voiles.....	209
VII.5.1.7. Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003.....	210
VII.5.2. L'écartement des armatures.....	211
VII.5.3. Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1).....	211
VII.5.4. Disposition des armatures.....	211

Bibliographie.....IX

Annexes.....X

Liste des figures

Figure I-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....	8
Figure I-2 : Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S.....	9
Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	10
Figure I-4 : Diagrammes des déformations limitent de la section.....	11
Figure II-1 : Plancher à corps creux.....	14
Figure II-2 : Dimension de la poutrelle en béton.	15
Figure II-3 : Présentation de l'escalier.....	17
Figure II-4 : dimension d'escalier.....	18
Figure II-5 : dimension d'escalier.....	19
Figure II-6 : Dimension de l'acrotère.....	21
Figure II-7 : Les poutre principales.....	25
Figure II-8 : Les poutres secondaires.....	26
Figure II-9 : représentation du poteau le plus sollicité.(poteau de central)	27
Figure II-10 : représentation du poteau le plus sollicité.(poteau de rive)	30
Figure II-11 : représentation du poteau le plus sollicité (poteau d'angle)	34
Figure III-1 : Schéma l'acrotère.	41
Figure III-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	44
Figure III-3 : Schéma statique d'escalier.....	45
Figure III-4 : Schéma statique d'escalier.....	45
Figure III-5 : section de béton armé en travée.....	45
Figure III-6 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	48
Figure III-7 : Section creuse.	52
Figure III-8 : schéma de ferrailage de la poutre palière	53
Figure III-9 : Schéma d'un ascenseur mécanique.....	54
Figure III-10 : Dimension de la Dalle machine.....	55
Figure III-11 : Ferrailage de la dalle machine	60
Figure III-12 : Schéma du balcon (type 1).....	61
Figure III-13 : Schéma de ferrailage du balcon (type 1.....	63
Figure III-14 : Schéma du balcon (type 2)	63
Figure III-15 : Schéma de ferrailage du balcon (type2)	66
Figure III-16 : Présentation des types de poutrelle.....	68
Figure III-17 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.1 à l'ELU.....	70

Figure III-18 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.....	70
Figure III-19 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.2 à l'ELU.....	71
Figure III-20 : Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELU.....	72
Figure III-21 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU.....	73
Figure III-22 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.....	74
Figure III-23 : Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELU.....	75
Figure III-24 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.....	76
Figure III-25 : Diagramme de moment de poutrelle type 4 à l'ELU.....	79
Figure III-26 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELU.....	81
Figure III-27 : Diagramme de moment de poutrelle type 5 à l'ELU.....	83
Figure III-28 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELU.....	84
Figure III-29 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.1 à l'ELS.....	85
Figure III-30 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.....	85
Figure III-31 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.2 à l'ELS.....	86
Figure III-32 : Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELS.....	86
Figure III-33 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS.....	87
Figure III-34 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.....	88
Figure III-35 : Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELS.....	89
Figure III-36 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.....	91
Figure III-37 : Diagramme de moment de poutrelle type 4 à l'ELS.....	93
Figure III-38 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELS.....	95
Figure III-39 : Diagramme de moment de poutrelle type 5 à l'ELS.....	98
Figure III-40 : Diagramme d'effort tranchant type 5 à l'ELS.....	99
Figure III-41 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.1 à l'ELU.....	99
Figure III-42 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.....	100
Figure III-43 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.2 à l'ELU.....	101
Figure III-44 : Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELU.....	102
Figure III-45 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU.....	103
Figure III-46 : Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELU.....	104
Figure III-47 : Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELU.....	105
Figure III- 48 : Diagramme d'effort tranchant type 3 à l'ELU.....	108
Figure III-49 : Diagramme de moment de poutrelle type 4 à l'ELU.....	109
Figure III-50 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELU.....	111
Figure III-51 : Diagramme de moment de poutrelle type 5 à l'ELU.....	112

Figure III-52 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELU.....	112
Figure III-53 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.1 à l'ELS.....	113
Figure III-54 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.....	114
Figure III-55 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.2 à l'ELS.....	114
Figure III-56 : Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELS.....	115
Figure III-57 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS.....	116
Figure III-58 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.....	117
Figure III-59 : Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELS.....	118
Figure III-60 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.....	119
Figure III-61 : Diagramme de moment de poutrelle type 4 à l'ELS.....	121
Figure III-62 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELS.....	123
Figure III-63 : Diagramme de moment de poutrelle type 5 à l'ELS.....	125
Figure III-64 : Diagramme d'effort tranchant type 5 à l'ELS.....	126
Figure III-65 : Section béton armées « plancher étage »	127
Figure III-66 : Schéma de ferrailage des nervures plancher étage courant	130
Figure III-67 : Schéma de ferrailage des nervures Plancher terrasse.....	133
Figure III-68 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	134
Figure IV-1 : Dimensions des voiles longitudinal V15.....	136
Figure IV- 1 : Dimensions des voiles longitudinal V1, V3.....	136
Figure IV-2 : Dimensions des voiles longitudinal V2.....	137
Figure IV-3 : Dimensions des voiles longitudinal V4.....	137
Figure IV-4 : Dimensions des voiles longitudinal V5.....	138
Figure IV-5 : Dimensions des voiles longitudinal V6.....	138
Figure IV-6 : Dimensions des voiles longitudinal V8.....	139
Figure IV-7 : Dimensions des voiles longitudinal V9, V11.....	139
Figure IV-8 : Dimensions des voiles longitudinal V10, V12.....	140
Figure IV-9 : Dimensions des voiles longitudinal V13.....	140
Figure IV-10 : Dimensions des voiles longitudinal V14.....	141
Figure IV-11 : Dimensions des voiles longitudinal V16.....	141
Figure V- 1 : La disposition des murs voiles.....	151
Figure V-2 : Diagramme de spectre de réponse.....	151
Figure V-3 : 1 ^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)	153

Figure V-4 : 1 ^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)	153
Figure V-5 : 2 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)	154
Figure V-6 : 2 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)	154
Figure V-7 : 3 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2020)	155
Figure V-8 : 3 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)	155
Figure VI-1 : zone nodales.....	165
Figure VI-2 : schéma de ferrailage des poteaux.....	174
Figure VI-3 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	182
Figure VI-4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	182
Figure VI-5 : section transversale de voile.....	183
Figure VI-6 : Section partiellement comprimée.....	185
Figure VI-7 : Section partiellement comprimée.....	185
Figure VI-8 : Section entièrement comprimée.....	186
Figure VI-9 : Section entièrement tendue.....	186
Figure VI-10: Schéma de ferrailage de voile V ₁	190
Figure VII-2: Schéma des panneaux.....	193
FigureVII-3 : Schéma de ferrailage des poutres de libage.....	199
FigureVII-4 : Ferrailage du radier (appuis).....	205
FigureVII-5 : Ferrailage du radier (travée).....	206
FigureVII-6 : Schéma statique du débord.....	206
FigureVII-7 : Pression des terres sur le voile périphérique.....	208
FigureVII-8 : Schéma de Ferrailage de voile périphérique.....	211

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Poids propre du plancher terrasse.....	21
Tableau II-2 : Poids propre du plancher terrasse inaccessible dalle plein.....	22
Tableau II-3 : Poids propre du plancher étage courant.....	23
Tableau II-4 : Poids propre du balcon.....	23
Tableau II-5 : Poids propre des murs extérieurs.....	23
Tableau II-6 : Poids propre des murs intérieurs.....	23
Tableau II-7 : Poids propre de la volée.....	24
Tableau II-8 : Poids propre du palier.....	27
Tableau II-9 : charge permanentes de (7,6,5,4,3,2,1) ^{ème} et RDC (poteau central)	27
Tableau II-10 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage.....	30
Tableau II-11 : charge permanentes de (7,6,5,4,3,2,1) ^{ème} et RDC (poteau de rive)	31
Tableau II-12 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage (poteau de rive)	33
Tableau II-13 : charge permanentes de (7,6,5,4,3,2,1) ^{ème} et RDC (poteau d'angle)	34
Tableau II-14 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage (poteau d'angle)	37
Tableau III-1 : calcul des sollicitations a L'ELU et L'ELS escalier.....	44
Tableau III-2 : Valeur des moments M(x.y) a L'ELU	57
Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens Lx)	57
Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens Ly).....	58
Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en appuis.....	58
Tableau III-6 : Valeur des moments M(x.y) a L'ELS.....	58
Tableau III-7 : Vérification a l'ELS.....	59
Tableau III-8 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU (type 1.1)	69
Tableau III-9 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU (type 1.2)	70
Tableau III-10 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU (type 2)	72
Tableau III-11 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU (type 3)	74
Tableau III-12 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU (type 4)	77
Tableau III-13 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU (type 5)	81
Tableau III-14 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS (type 1.1)	84
Tableau III-15 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS (type 1.2)	85
Tableau III-16 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS (type 2)	87

Tableau III-17 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS (type 3)	89
Tableau III-18 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS (type 4)	91
Tableau III-19 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS (type 5)	95
Tableau III-20 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 1.1)	98
Tableau III-21 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 1.2)	100
Tableau III-22 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 2)	101
Tableau III-23 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 3)	103
Tableau III-24 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 4)	105
Tableau III-25 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 5)	109
Tableau III-26 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 1.1)	113
Tableau III-27 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 1.2)	114
Tableau III-28 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 2)	115
Tableau III-29 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 3)	117
Tableau III-30 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 4)	119
Tableau III-31 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 5)	123
Tableau III.32 : Les sollicitations maximum ELU	126
Tableau III.33 : Les sollicitations maximum ELS	126
Tableau IV-1 : Calcule des inerties des voiles sens longitudinale (X-X)	139
Tableau IV-2 : Calcule des inerties des voiles sens longitudinale (Y-Y)	142
Tableau IV-3 : Calcul du centre de torsion.....	142
Tableau IV-4 : Calcul du centre de masse.....	143
Tableau IV-5 : Calcul des excentricités.....	143
Tableau V-1 : les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA99/Version. 2003.....	150
Tableau V-2 : périodes et facteurs de participation modale.....	152
Tableau V-3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	157
Tableau V-4 : vérification des déplacements suivant le sens X et Y	158
Tableau V-5 : Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	159
Tableau V-5 : les efforts tranchants résultants.....	159
Tableau V-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)	160
Tableau V-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey)	160
Tableau V-8 : vérification de renversement sens longitudinal.....	161
Tableau V-9 : vérification de renversement sens transversal.....	161
Tableau VI-1 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 1)	165

Tableau VI-2 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 2)	165
Tableau VI-3 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 3)	165
Tableau VI-4 : Ferrailage des poteaux	173
Tableau VI-5 : Vérification des contraintes à l'ELS	173
Tableau VI-6 : Ferrailage des armatures transversales	174
Tableau VI-7 : situations pour le ferrailage des poutres	174
Tableau VI-8 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons	177
Tableau VI-9 : Tableau récapitulation des ferrailages des poutres	182
Tableau VI-10 : Ferrailages des voiles.	188
Tableau VII-1 : Calcul des moments à l'ELU	200
Tableau VII-2 : Calcul des moments à l'ELS	200
Tableau VII-3 : Vérification des contraintes	202
Tableau VII-4 : Ferrailage poutres de libage	203
Tableau VII-5 : Vérification des contraintes	203
Tableau VII-6 : Calcul des armatures transversales	204
Tableau VII-7 : Vérification des contraintes de L'ELS	208
Tableau VII-8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	210

Liste des 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.

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.

C_d : coefficient dynamique.

K_t : coefficient de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

C_e : coefficient d'exposition au vent.

C_r : est le coefficient de rugosité.

$C_{pe,10}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.

$C_{pe,1}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

C_p : coefficient de pression de vent.

W : Pression nette exercée sur l'élément

q_j : la pression due au vent

R : force résultante

F_w : la résultante des forces horizontales

F_u : une force de soulèvement.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en 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_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

C_t : coefficient de topographie

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poid

Minuscules grecques :

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

ε : Coefficient (calcul de Cd)

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.

Introduction générale

Le Génie civil représente la discipline du domaine de bâtiment de toute nature, dont le type de structure en béton armé, métallique ou en bois ainsi que les autres types de structure avec d'autres matériaux. Les ingénieurs du génie civil s'occupent des calculs des structures en béton armé ou autres, après conception, pour assurer la réalisation conformément aux règlements de référence. Ainsi que pour la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant une structure à la fois sécuritaire et économique.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

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. Règlement parasismique algérien " **RPA99 version 2003**", l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans le cadre de la préparation du diplôme master, un projet nous a été confié pour l'étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles portiques). cet immeuble est implanté dans une région classée en **Zone I (wilaya de Khenchela)**, de faible sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 version 2003**).

L'étude de ce bâtiment s'est faite tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**RPA99/2003, BAEL et CBA93**) et les documents techniques y afférant (**D.T.U13.2 et le D.T.R BC 22. BC 2.33.2**).

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul Autodesk Robot professionnel version 2014 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans les éléments, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL 91** et le **RPA99/version 2003**.

Pour mener à terme ce travail nous avons structuré le manuscrit de ce mémoire en 07 Chapitres :

- ✓ Le 1^{er} chapitre concerne la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés.

- ✓ Le 2^{ème} c'est le pré dimensionnement des éléments de la structure avec la descente de charges.
- ✓ Le 3^{ème} chapitre est consacré au calcul de ferrailage des éléments secondaires tel que :
 - Les escaliers.
 - Les balcons.
 - L'acrotère.
 - Le plancher. etc...
- ✓ L'étude dynamique et sismique a été abordée au Chapitre 4 et Chapitre 5 pour déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.
- ✓ Dans le 6^{ème} chapitre c'est le calcul du ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se font à partir des méthodes données par (**BAEL 91 mode 99**) avec respect des vérifications données par le **RPA 99 V 2003**.
- ✓ Et enfin dans le chapitre 7 c'est l'infrastructure qui s'intéresse au calcul des fondations pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Ce chapitre rassemblera quelques connaissances de bases sur les quelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, plus une description de ce dernier avec les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Description de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7) en béton armé à usage d'habitation implanté à Khenchela, elle est classée d'après le règlement parasismique algériennes « RPA99 /V2003 » dans la zone I (zone de faible sismicité).

I.3. Caractéristique de l'ouvrage

I.3.1. Caractéristique géométriques

Longueur..... L = 27.10 m.
 Largeur..... l = 21.20 m.
 Hauteur totale..... ht = 25.48 m.
 Hauteur du sous sol de rez-de-chaussée hss, RDC = 3.06m.
 Hauteur des autres étages he = 3.06m.

I.3.2. Contreventement

En se référant au **RPA 99 version 2003 Art.3.4.A.1.b** qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 23 m en zone I, l'introduction des voiles.

I.3.3. Les planchers

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles). On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

I.3.4. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

I.3.5. La maçonnerie

- les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

I.3.6. L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert, aussi à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.3.7. l'ascenseur

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers a travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.3.8. Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.3.9. Les voiles

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.3.10. L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.4. Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.(Règlement Parasismique Algérien)
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux Etats Limites).

I.5. Méthodes de calcul**I.5.1. Définition de l'état limite**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu .Il existe deux états limites :

➤ Etat limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

➤ Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

I.6. Actions et sollicitations

I.6.1. Définition des actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes
- Des charges d'exploitations
- Des charges climatiques.

On distingue :

➤ Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

➤ Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

➤ Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, chocs,...etc.

I.6.2. Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

➤ **Les combinaisons d'action**

○ **Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU :**

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{oi} Q_i$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

ψ_{oi} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

$G_{\max}$: ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$: ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

○ **Sollicitations accidentelles :** (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_i$$

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

- **Combinaison d'action à considérer :** (RPA99/2003 article V.5.2)

$$\begin{aligned} \text{Situations durables :} & \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases} \\ \text{Situations accidentelles :} & \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E : \text{uniquement pour les structures auto-stables} \\ 0.8G \pm E \end{cases} \end{aligned}$$

Avec E : action de séisme.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.7.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau et des adjuvants, il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

• **Matières constitutives du béton:**

Afin de réaliser un béton dont les qualités soient celle recherchées en fonction de la nature de l'ouvrage, on dispose de plusieurs méthode de calcul, on citera :

- Méthode de DREUX-GORISSE.
- Méthode de BOLOMEY.
- Méthode de FAURY.

- **Composition de béton:**

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 400 L de sable DS <5 mm
- 800 L de gravillon 5 mm < Dg < 25 mm
- 175 L d'eau de gâchage

- **Caractéristiques mécaniques du béton**

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression. Il est nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents pour connaître l'évolution de cette résistance dans le temps. La contrainte de référence correspond à l'âge de 28 jours pour un béton courant.

- **Résistance à la compression**

Elle est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm, écrasées à un effort de compression centrée. On peut estimer la résistance d'un béton à « j » jour notée f_{cj} comme suite :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \rightarrow$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$ ($j \leq 28$ jours) **(CBA Art A2.1.1.1)**
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \rightarrow$ pour $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$ ($j > 28$ jours) **(CBA Art A2.1.1.1)**

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a: $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

- **La résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton a j jours, est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}. \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Donc : $f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$.

- **Module d'élasticité longitudinale du béton** **(CBA93 Art : A. 2. 1. 2. 1)**

- Sous charge instantanées (< 24 heures)

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à « j » jour est $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

- Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$
- Pour $f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$ $\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa} \\ E_v = 10818.86 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

- **Module de déformation transversale du béton G**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

○ **Diagramme contraintes - déformations (σ , ε)**

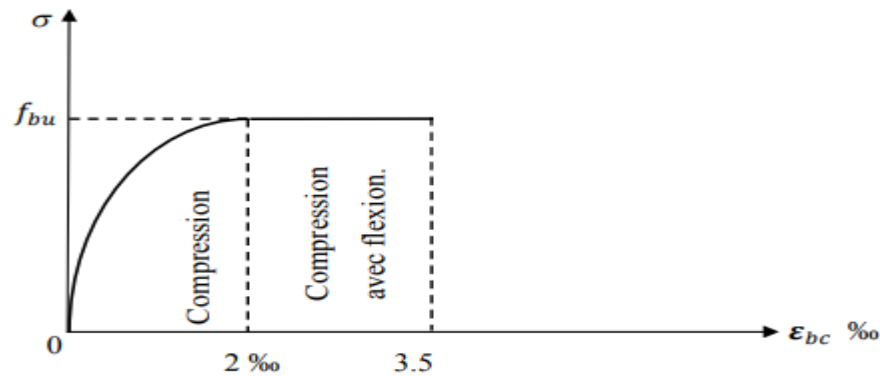


Fig.I.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_s} \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont données dans le tableau suivant :

θ	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

○ **Contrainte de cisaillement du béton**

La contrainte admissible dans le cas du béton est limitée comme suite :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \min \left[\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right]$$

pour $f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

- Dans le cas de la fissuration nuisible où très nuisible

$$\tau_u = \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$$

pour $f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

○ **Le coefficient de Poisson**

Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :

ν = Déformation Transversale / Déformation Longitudinale.

On admet que :

- A l'ELU : $\nu = 0$
- A l'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré)

CBA93 (Art : A. 2. 1. 3)

- **Contrainte de calcul à l'ELS**

Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{adm} = 0.6 f_{c28}$$

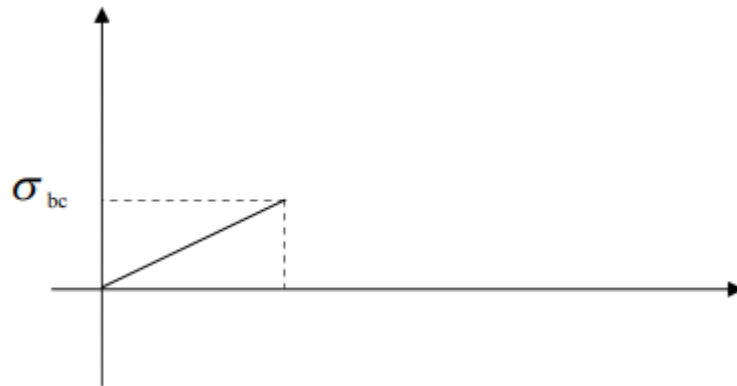


Fig.I.2 Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S

I.7.2. L'Acier

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul

- **Différents types d'aciers**

- **Les ronds lisses (R.L):**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A)**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

- **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

- **Caractéristique mécanique des aciers**

- **à l'ELU :**

Le diagramme contrainte (σ) déformation (ϵ) est conventionnellement définit comme suit:

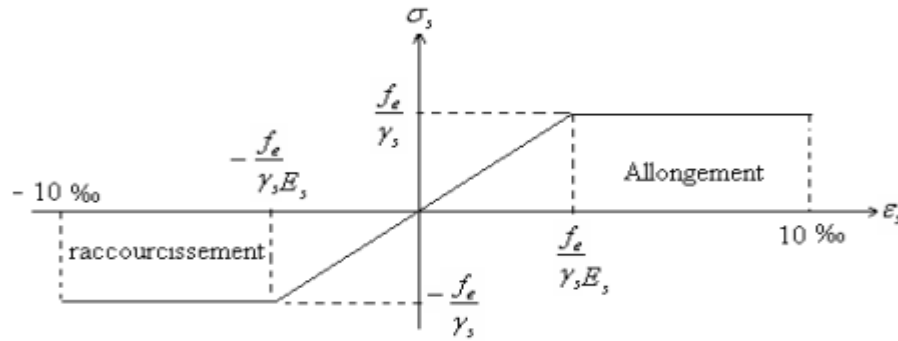


Fig.I.3 Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

État limite ultime: la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

○ à l'ELS

(CBA Art A.4.5.32)

On distingue les cas suivants:

– Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

– Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à:

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{Mpa}]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours , $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

– Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{Mpa}]$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6\text{mm}$

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6\text{mm}$.

I.8. Règles des trois pivots

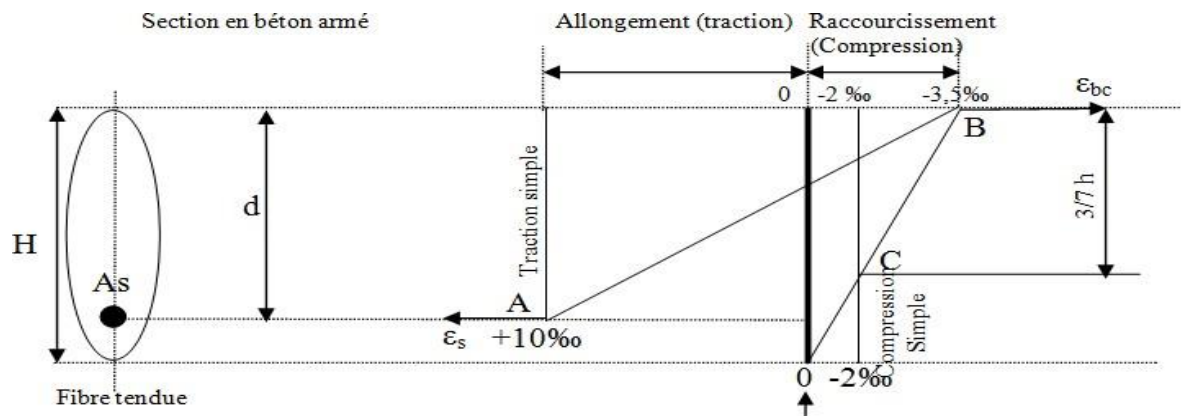


Fig.I.4: Diagrammes des déformations limitent de la section

- **Pivot A** : Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état ultime atteint dans le béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

I.9. Hypothèses de calcul

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :
Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I.9.1. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ **Hypothèses :**

- les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$ en flexion.
 $\epsilon_{bu} = 2 \text{‰}$ en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : A, B ou C.

I.9.2. Etats limites de service (ELS) :

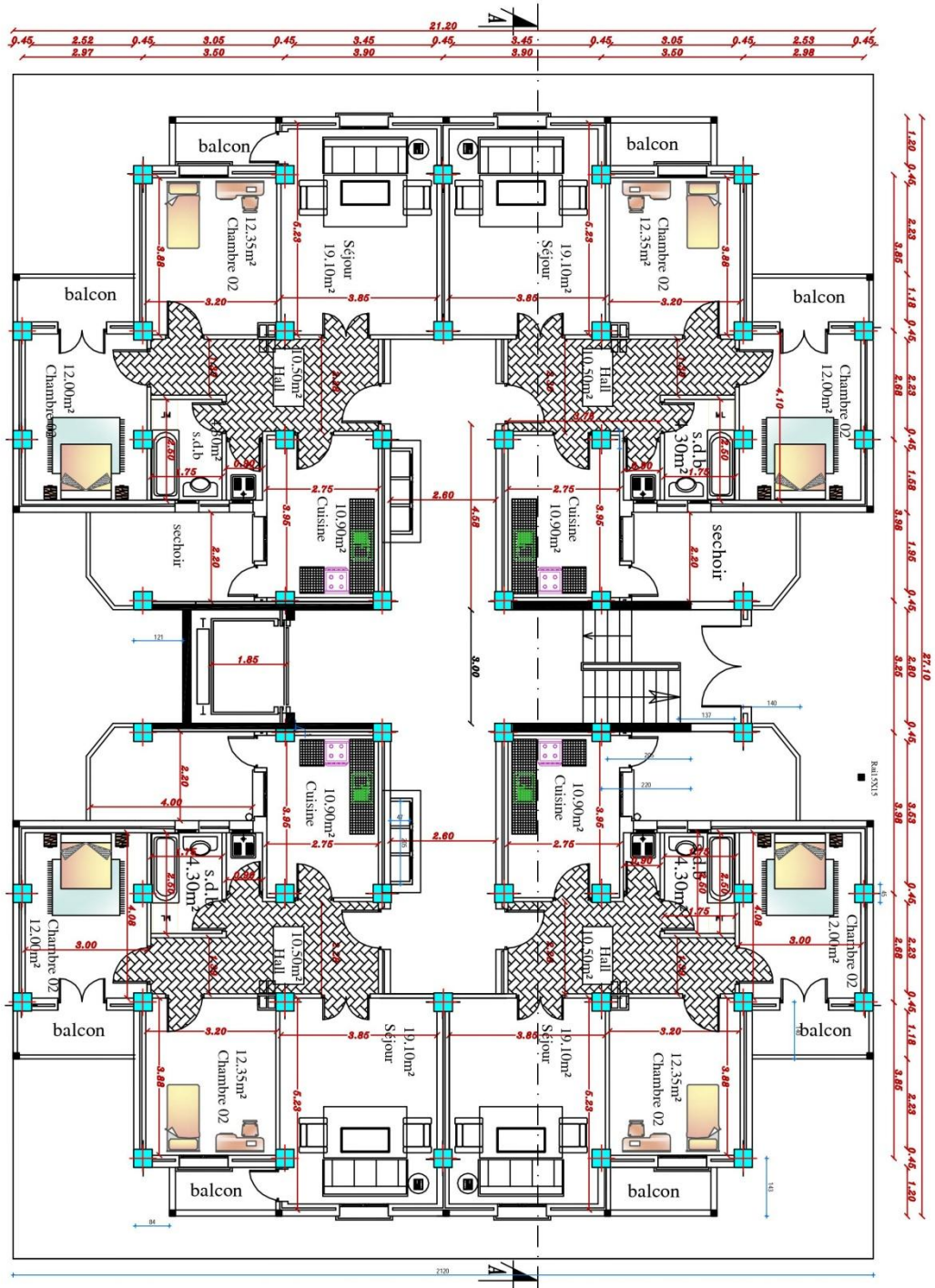
Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

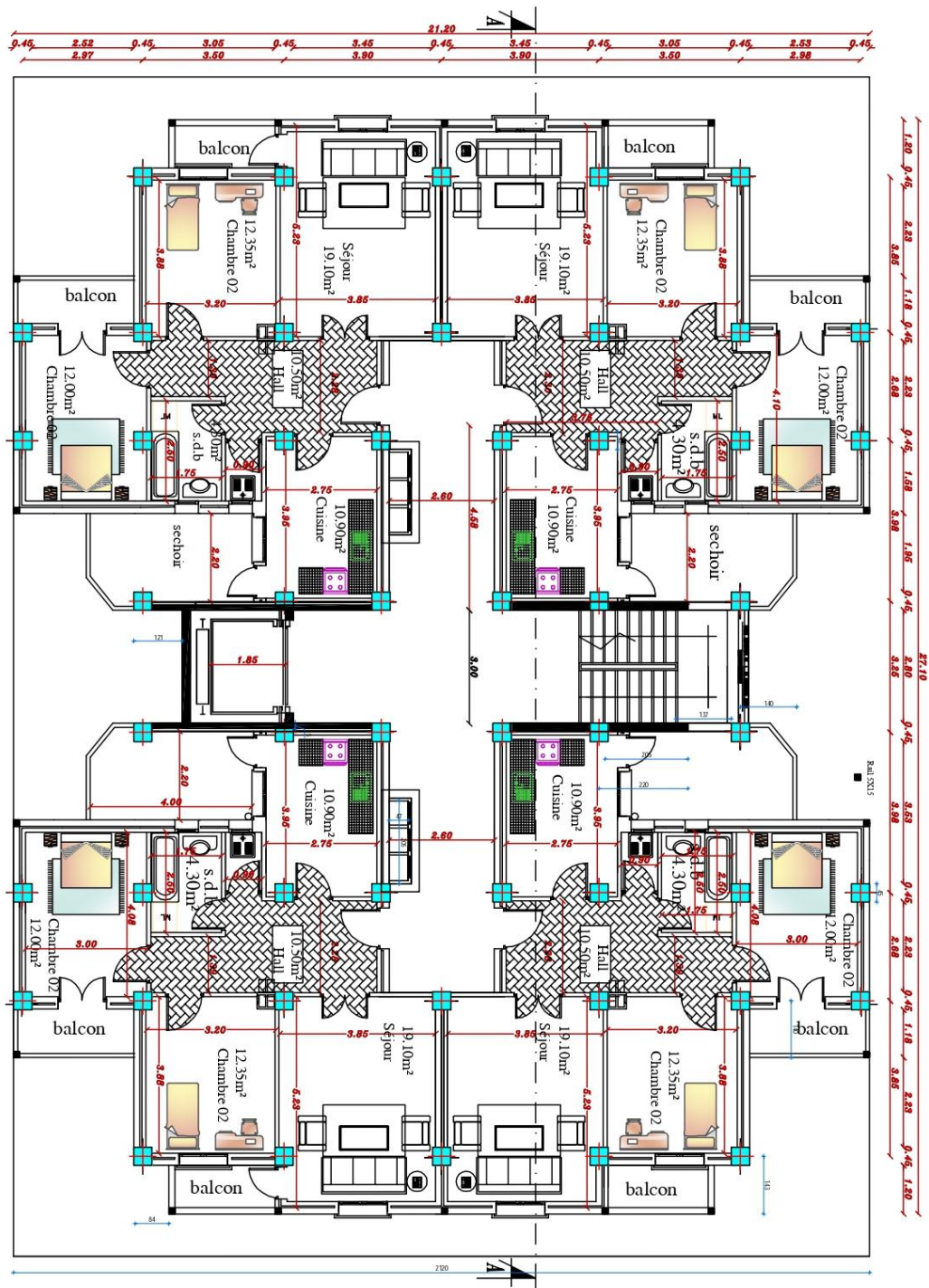
➤ **Hypothèses :**

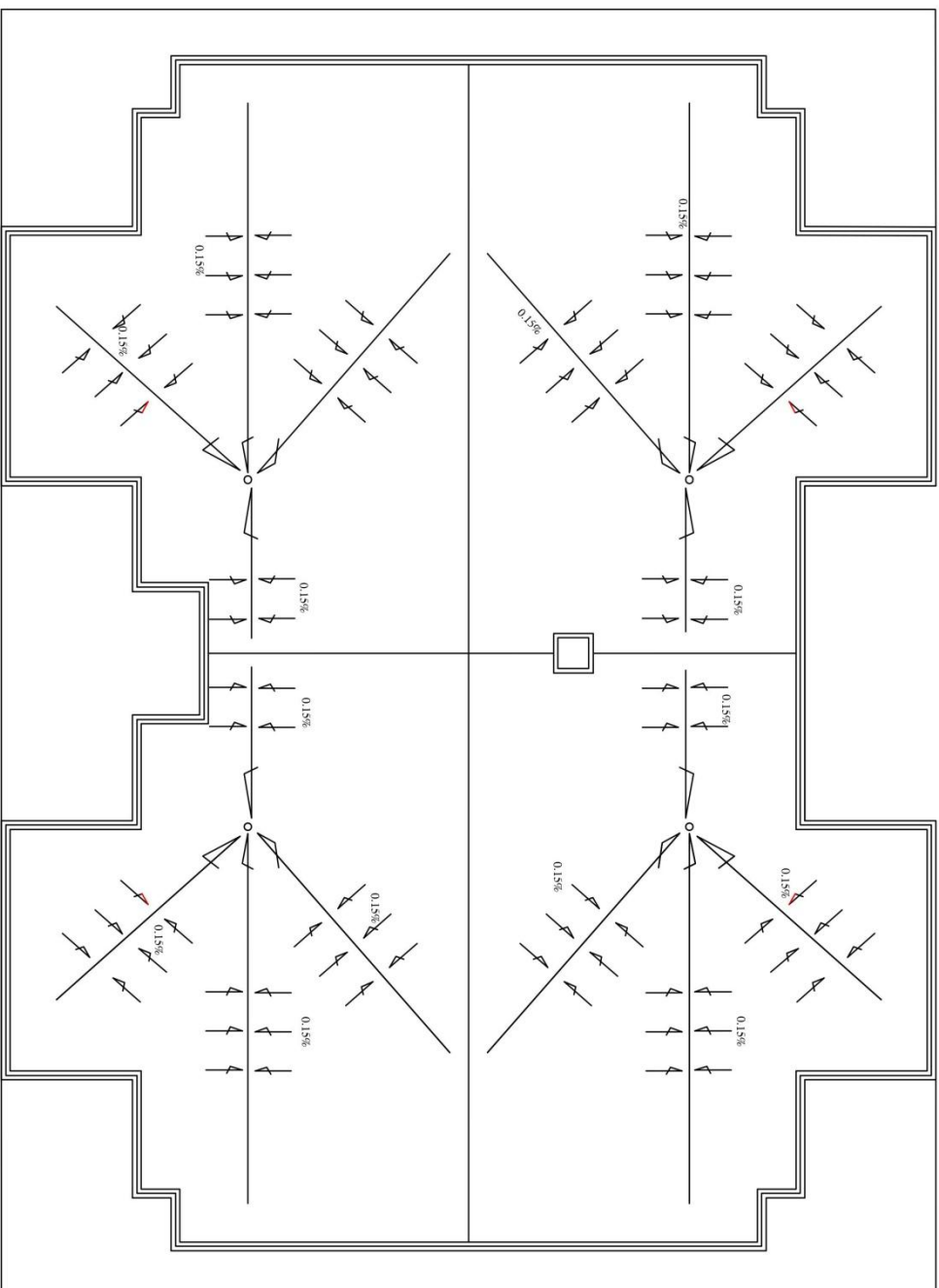
- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $\eta = 15$).

ETAGE COURANT RDC

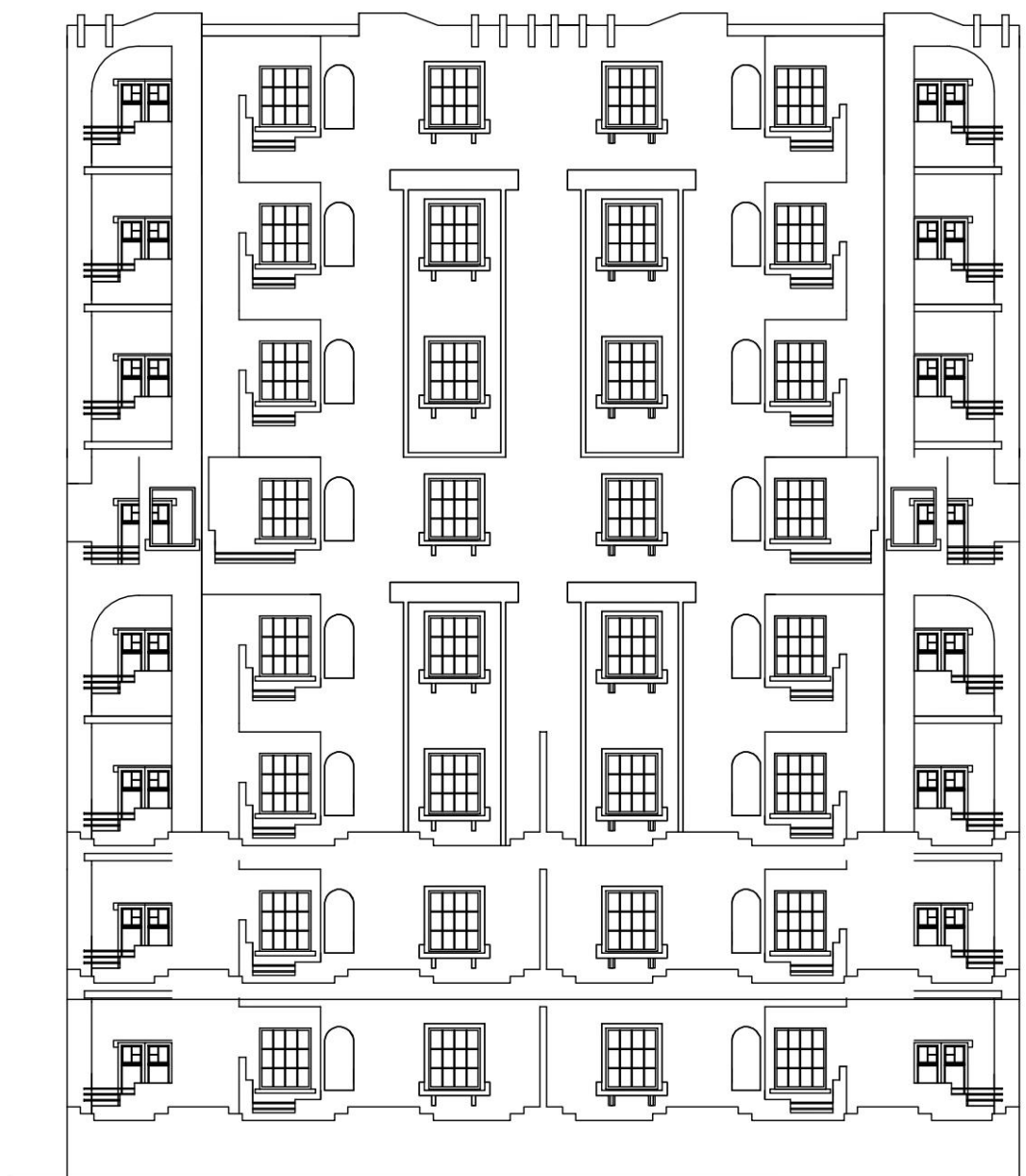


ETAGE COURANT R+(de 1^{er} à 7^e)

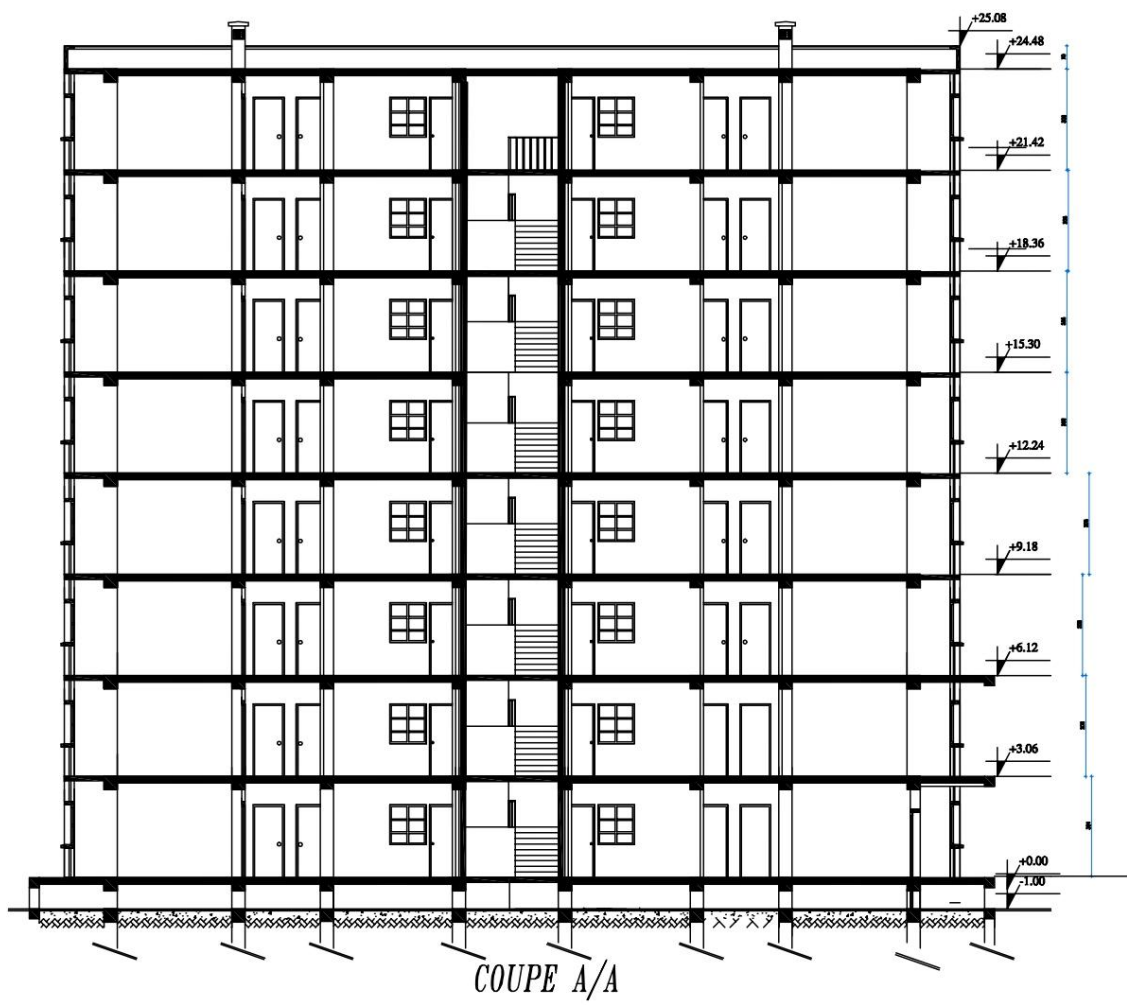




PLAN DE TERRASSE



FACADE LATERAL



Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments de la structure

Introduction :

Dans ce chapitre on va pré dimensionner les éléments non structuraux selon les réglementations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA et de DTR. Afin qu'ils résistent aux différentes sollicitations et chargements.

II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.1.1. Les planchers :

Notre structure sera réalisée avec des planchers à corps creux, sauf pour les balcons.

II.1.1.1. Planchers à corps creux BAEL 91 :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (Hourdis + Dalle de compression).

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- Plus économique.
- Ils ne demandent pas de coffrage (mise en place rapide).

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \leq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4})$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

ht : Hauteur du plancher.

$$h_t \geq 17.33$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

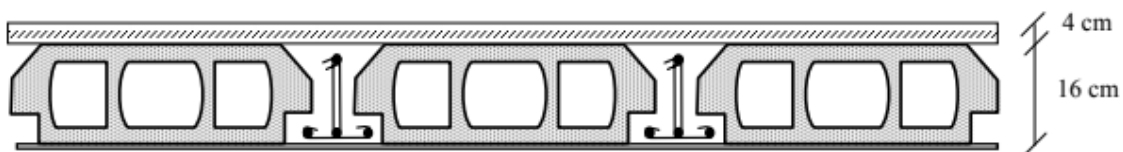


Fig.II.1 Plancher à corps creux

✓ Les poutrelles :

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (la ou il y a plus d'appuis).

Les poutrelles se calculent comme étant des sections en T, les dimensions sont déterminées selon les règles définies par le **CBA 93 (A.4.1.3)**

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec :

L_x : distance entre axes de poutrelles.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutres principales.

Soient :

$L_x = 55\text{cm.}$

$L_y = 390\text{cm.}$

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8).h_t$

$\rightarrow b_0 = 10\text{cm.}$

$h_0 = 4\text{cm.}$

$h_t = 20\text{cm.}$

$b_1 = 27.5\text{cm.}$

$b = 2 b_1 + b_0 = 65\text{cm.}$

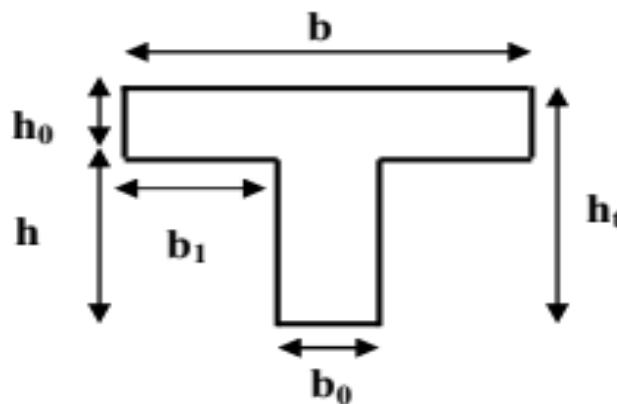


Figure II-2 : Dimension de la poutrelle en béton.

II.1.1.2. les dalles pleines :

✓ Critère de résistance à la flexion

(CBA93)

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

$e \geq L_x \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui.

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

✓ Résistance au feu

(CBA93)

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe feu.

II.1.2. Les balcons :

a) Résistance au feu:

- ✓ $e = 7$ cm Pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu

On admet : $e = 11$ cm.

b) isolation phonique (acoustique):

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **$e = 15$ cm.**

c) Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

➤ Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

➤ **Dalle sur un appui :**

1. $L_x = 120$ cm ; $L_y = 288.5$ cm

$$e \geq 6 \text{ cm}$$

2. $L_x = 140$ cm ; $L_y = 240$ cm

$$e \geq 7 \text{ cm}$$

➤ **Dalle sur deux appuis :**

1. $L_x = 120$ cm ; $L_y = 390$ cm

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$3.42 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

2. $L_x = 118$ cm ; $L_y = 298$ cm

$$3.37 \text{ cm} \leq e \leq 3.93 \text{ cm}$$

3. $L_x = 158$ cm ; $L_y = 298$ cm

$$4.51 \text{ cm} \leq e \leq 5.27 \text{ cm}$$

II.2.3. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : Epaisseur du palier de repos (e).

(2) : projection horizontale de paillasse (L0)

(3) : Giron (g)

(4) : Hauteur de la contre marche (h)

(5) : Hauteur de la volée (h)

(6) : Inclinaison de la paillasse (α)

(7) : Emmarchement

H : Hauteur d'étage

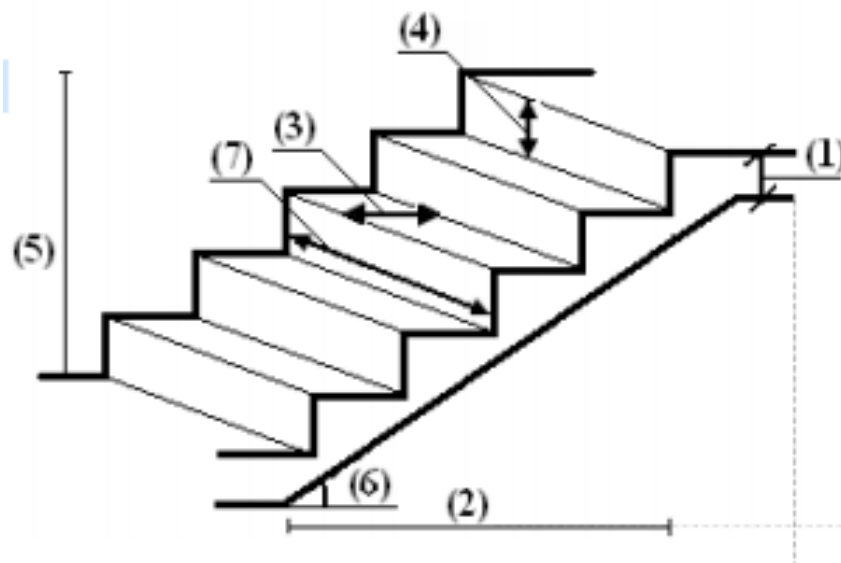


Figure II-3 : Présentation de l'escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

En pratique on prend $g + 2h = 64\text{cm}$.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

L0: la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \quad \rightarrow \quad h = \frac{H}{n}$$

$$L_0 = (n - 1) \times g \rightarrow g = \frac{L_0}{n - 1}$$

$$\text{Si : } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (2)$$

On remplace dans (2) :

$$\frac{L_0}{n - 1} + 2 \times \left(\frac{H}{n} \right) = 64$$

n : est la solution de l'équation :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \text{ (cm)}$$

❖ calcul d'escalier

✓ Escalier d'entrer :

On a : $H = 1\text{m}$

$L_0 = 150\text{cm}$

$$\rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 100 + 150)n + 2 \times 100 = 0$$

$$\rightarrow n = 6$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 6$)

Nombre de marche ($n-1$) = 5

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{ cm}$$

On adopte $g = 30\text{ cm}$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{100}{6} = 16.66\text{ cm}$$

On adopte $h = 17\text{ cm}$

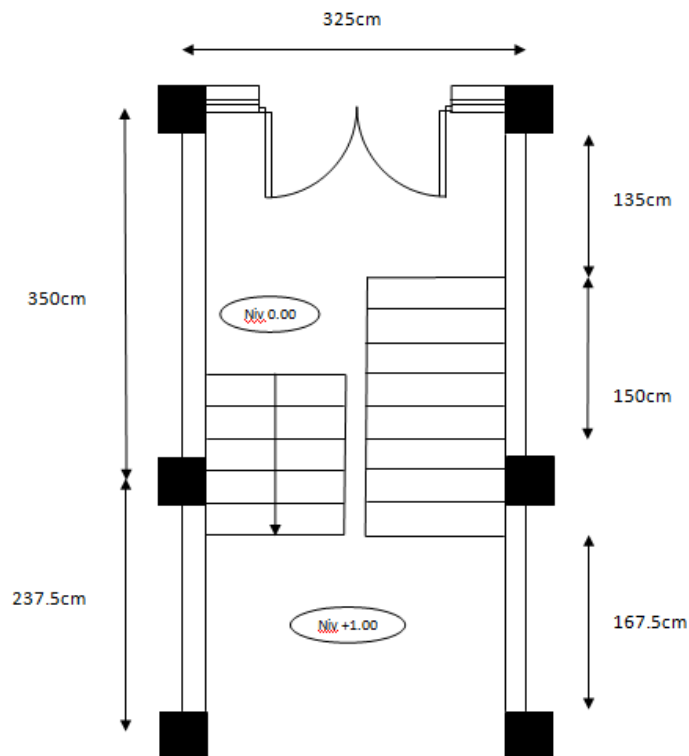


Figure II-4 : dimension d'escalier

- Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

avec L = longueur total

On prend : $e = 15\text{ cm}$

- Inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{100}{150} \rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

➤ **Paillasse :**

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{100}{\sin (33.69)}$$

⇒ $L_p = 180.28 \text{ cm}$ (L_p = longueur de la paillasse).

✓ **Escalier d'étages :**

On a : $H = 153$

$L_0 = 240 \text{ cm}$

$$\rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) n + 2 \times 153 = 0$$

$$\rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 9$)

Nombre de marche ($n-1$) = 8

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On adopte $g = 30 \text{ cm}$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

on adopte $h = 17 \text{ cm}$

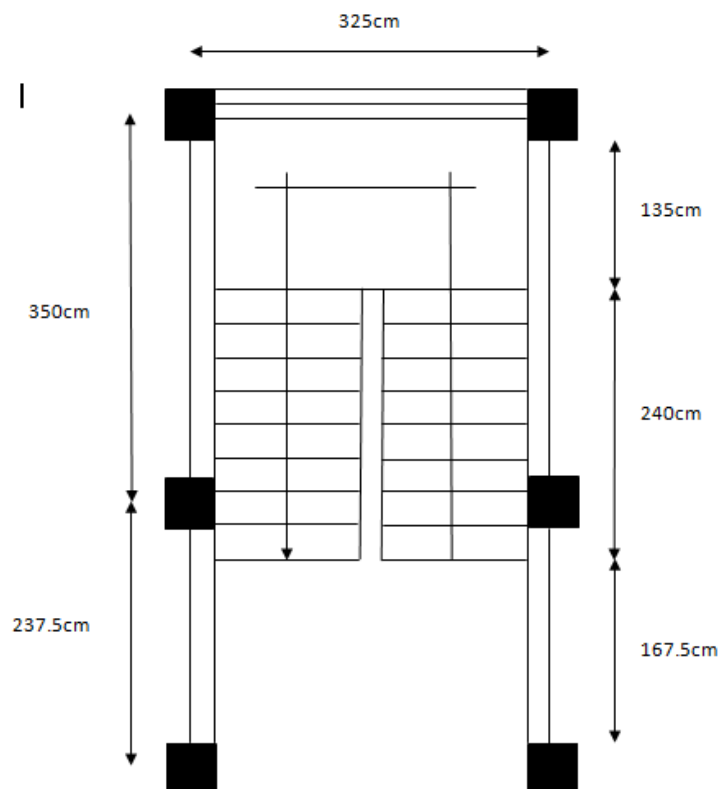


Figure II-5 : dimension d'escalier

• **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante :

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

avec L= longueur total

$$L=542.5 \text{ cm}$$

$$13.56 \leq e \leq 18.08$$

On prend : $e=15 \text{ cm}$

➤ **Inclinaison :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

➤ **Paillasse :**

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin (32.51)}$$

$$\Rightarrow L_p = 284.916 \text{ cm } (L_p = \text{longueur de la paillasse}).$$

❖ **Les poutres palières :**

Selon le BAEL 91 :

$$L_{\max} = 2,80\text{m} = 280\text{cm}.$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{h_t}{2} \leq b \leq 2 \times \frac{h_t}{3}$$

On a:

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10}$$

$$18.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 28\text{cm}.$$

On adopte **ht = 40cm.**

Donc :

$$b \geq \left(\frac{40}{2} \leq b \leq \frac{40 \times 2}{3} \right)$$

$$b \geq (20 \leq b \leq 26.66) \text{ cm}.$$

On adopte : **b = 30cm.**

D'après L.R.P.A 99 version 2003 la condition suivante doit vérifier.

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $h_t/b \leq 4 \rightarrow 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

II.1.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse cet élément est réalisé en béton armé. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 \times 0.03)/2 + 0.07 \times 0.1$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

➤ **Charge Permanente :**

➤ **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

➤ **Enduit de ciment :**

$$G_r = \gamma_b \times e$$

$$G_r = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$W_p = 1.7125 + 0.44 = 2.1525 \text{ KN/ml}$$

➤ **La Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

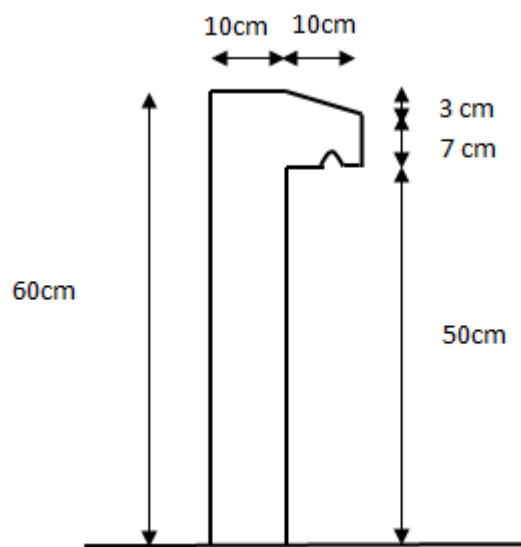


Figure II-6 : Dimension de l'acrotère

➤ **La charge sismique :**

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99/V2003 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone ((groupe d'usage 3, zone I, $A=0,07$))

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.07 \times 0.8 \times 2.1525 \Rightarrow F_p = 0.48216 \text{ KN}$$

II.2. Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1. Plancher :

✓ **poids propre plancher terrasse corps creux :**

Tableau II-1 : Poids propre du plancher terrasse

Désignation des elements	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/ m ²)	Poids (KN/m ²)
--------------------------	---------------	--	----------------------------

Gravillon de protection	0.02	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.065	22	1.43
Isolation thermique	0.025	4	0.1
Plancher corps creux (16+4)	0.20	/	2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G			5.45
Q			1

✓ **poids propre plancher terrasse dalle plein :**

Tableau II-2 : Poids propre du plancher terrasse inaccessible dalle plein

Désignation des elements	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/ m ²)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.02	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.065	22	1.43
Isolation thermique	0.025	4	0.1
Plancher dalle plein	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G			6.40
Q			1

✓ **Plancher étage courant corps creux :**

Tableau II-3 : Poids propre du plancher étage courant

Désignation des elements	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/ m ²)	Poids (KN/m ²)
Revetment en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	14	0.28
Plancher corps creux (16+4)	0.20	/	2.8
Cloisons légères de separation	0.1	9	0.9
G			5.14
Q			1.5

II.2.2. Balcon :

Tableau II-4 : Poids propre du balcon

Désignation des elements	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/ m ²)	Poids (KN/m ²)
Revetment en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	14	0.28
Dalle plein	0.15	25	3.75
Garde de corps	/	/	0.15
G			5.34
Q			3.5

II.2.3. Murs :✓ **Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses) :****Tableau II-5 : Poids propre des murs extérieurs.**

Désignation des elements	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/ m ²)	Poids (KN/m)
enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuses	0.15	9	1.30
L'âme d'air	0.05	/	/
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creuses	0.10	9	0.9
G			2.85

✓ **Murs intérieurs :****Tableau II-6 : Poids propre des murs intérieurs.**

Désignation des elements	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/ m ²)	Poids (KN/m)
2×enduit en plâtre	0.2	10	0.4
Brique creuses	0.10	9	0.9
G			1.30

II.2.4. Escaliers :✓ **Charge de la paillasse :****Tableau II-7 : Poids propre de la volée**

Désignation des elements	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/ m ²)	Poids (KN/m ²)
--------------------------	---------------	--	----------------------------

Revetment en carrelagehorizon	0.03	22	0.66
Revetment en carrelagevertical	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.40
Marche	h/2	22	1.87
Paillasse	0.15/cosa	25	4.447
Enduit en plâtre	0.02/cosa	10	0.24
G			8.457
Q			2.5

✓ **Charge du palier :**

Tableau II-8 : Poids propre du palier

Désignation des elements	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/ m²)	Poids (KN/m²)
Revetment en carrelage	0.01	22	0.22
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
G			5.13
Q			2.5

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1. les poutres :

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

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles **(B.A.E.L 91mod 99)**.

II.3.1.1. Les poutres principales :

Selon le BAEL 91 :

$$L_{\max} = 3.98\text{m} = 398\text{cm}.$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{h_t}{2} \leq b \leq 2 \times \frac{h_t}{3}$$

On a:

$$\frac{398}{15} \leq h_t \leq \frac{398}{10}$$

$$25.53 \leq h_t \leq 39.8$$

On adopte : **ht = 40 cm.**

Donc :

$$\frac{40}{2} \leq b \leq 2 \times \frac{40}{3}$$

$$(22 \leq b \leq 26.67) \text{ cm.}$$

On adopte: **b = 30cm.**

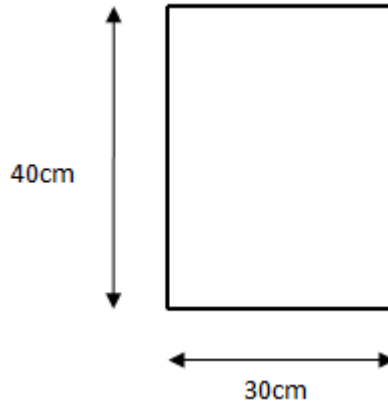


Figure II-7 : Les poutres principales

D'après Le **R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit vérifier. **Zone sismique I.**

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h_t/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4$ condition vérifiée.

II.3.1.2.Les poutres secondaire :

Selon le BAEL 91 :

$$L_{\max} = 3.90\text{m} = 390\text{cm.}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{h_t}{2} \leq b \leq 2 \times \frac{h_t}{3}$$

On a:

$$390/15 \leq h_t \leq 390/10$$

$$26 \text{ cm} \leq h_t \leq 39 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } b \geq (35/2) \leq b \leq (35 \times 2)/3.$$

$$(17.5 \leq b \leq 23.33) \text{ cm.}$$

On adopte : **ht = 35 cm.**

On adopte: **b = 30cm.**

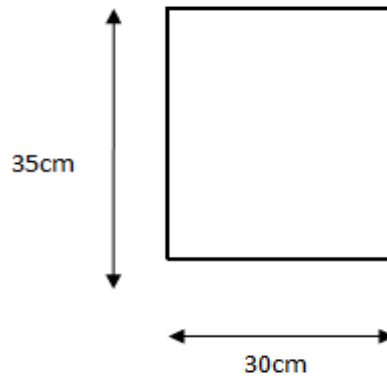


Figure II-8 : Les poutres secondaires

D'après Le **R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit vérifier. **Zone sismique I.**

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h_t/b \leq 4 \Rightarrow 1.16 \leq 4$ condition vérifiée.

II.3.2. les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, qui constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, Ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement **BAEL91.**
- La condition de résistance: d'après le **BAEL91.**
- Les conditions **R.P.A 99.V. 2003.**

II.3.2.1. Etapes de pré-dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface prise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$\text{Vérifier : } N_u \leq \alpha \times \left\{ \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul :

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}; A_{\min}^{\text{RPA}})$$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle deux centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (b-2) \times (h-2)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique qui prend les valeurs suivantes :

Avec :

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

pour $\lambda \leq 50$

$$\alpha = 0.6 \left[\frac{50}{\lambda} \right]^2$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: C'est l'élanement mécanique.

$L_f = 0.7 L_0$: C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$I_{\min} = \frac{bh^3}{12}$ (Poteau rectangulaire).

$i = b/\sqrt{12}$

II.3.2.2. Détermination des charges et surcharges :

II.3.2.2.1. Charge permanent Poteau central (E-2/ E-7) :

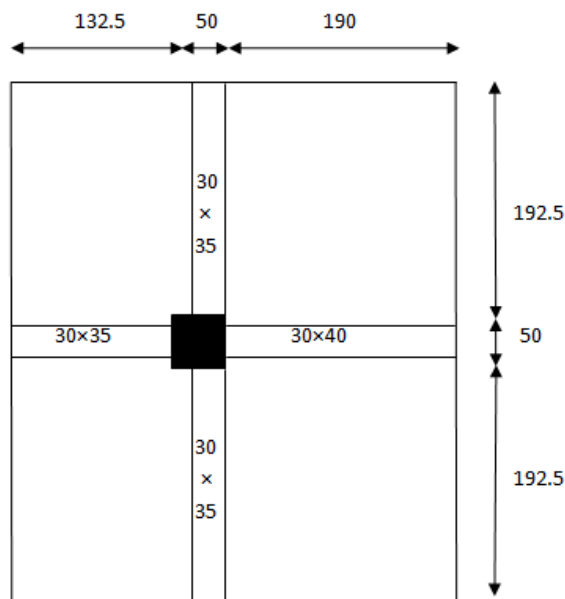


Figure II-9 : représentation du poteau le plus sollicité (poteau central)

❖ Surface total :

$$S_T = S_Q = (1.325 + 0.50 + 1.90) \times (1.925 + 0.50 + 1.925) = 16.20 \text{ m}^2$$

❖ Surface du plancher prise par le poteau :

$$S_{GP} = 16.20 - (((1.325 + 1.90 + 1.925 + 1.925) \times 0.3) + (0.50 \times 0.50)) = 13.83 \text{ m}^2$$

Tableau II-9 : charge permanentes de (7,6,5,4,3,2,1)^{ème} et RDC (poteau central)

Etage n°	Coupe	Détermination des charges	G(KN)
7	1-1	Plancher terrasse : $G_p = 13.83 \times 5.45 = 75.3735$ Poutre principale : $G_{pp} = 1.90 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 5.70$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 5.175 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 13.5844$	94.6579
	2-2	Poids venant : Coupe 1-1 = 94.6579 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 \times 0.50 \times 0.50 \times 25 = 19.125$	113.7829
		Poids venant : Coupe 2-2 = 113.7829 Plancher courant : $G_p = 14.25 \times 5.14 = 73.245$	

6	3-3	Poutre principale : $G_{pp}=5.70$ Poutre secondaire : $G_{ps}=13.5844$ Mur Ext : $G_{ME}=13.181$ Mur Int : $G_{MI}=5.07$	224.5633
	4-4	Poids venant : Coupe 3-3= 224.5633 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	243.6883
5	5-5	Poids venant : Coupe 4-4= 243.6883 Plancher courant : $G_p=14.25 \times 5.14=73.245$ Poutre principale : $G_{pp}=5.70$ Poutre secondaire : $G_{ps}=13.5844$ Mur Ext : $G_{ME}=13.181$ Mur Int : $G_{MI}=5.07$	354.4687
	6-6	Poids venant : Coupe 5-5= 354.4687 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	373.5937
4	7-7	Poids venant : Coupe 6-6= 373.5937 Plancher courant : $G_p=14.25 \times 5.14=73.245$ Poutre principale : $G_{pp}=5.70$ Poutre secondaire : $G_{ps}=13.5844$ Mur Ext : $G_{ME}=13.181$ Mur Int : $G_{MI}=5.07$	484.3741
	8-8	Poids venant : Coupe 7-7= 484.3741 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	503.4991
3	9-9	Poids venant : Coupe 8-8= 503.4991 Plancher courant : $G_p=14.25 \times 5.14=73.245$ Poutre principale : $G_{pp}=5.70$ Poutre secondaire : $G_{ps}=13.5844$ Mur Ext : $G_{ME}=13.181$ Mur Int : $G_{MI}=5.07$	614.2795

	10-10	Poids venant : Coupe $9-9 = 614.2795$ Poids propre du poteau : $G_{pot} = 19.125$	633.4045
2	11-11	Poids venant : Coupe $10-10 = 633.4045$ Plancher courant : $G_p = 14.25 \times 5.14 = 73.245$ Poutre principale : $G_{pp} = 5.70$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 13.5844$ Mur Ext : $G_{ME} = 13.181$ Mur Int : $G_{MI} = 5.07$	744.1849
	12-12	Poids venant : Coupe $11-11 = 744.1849$ Poids propre du poteau : $G_{pot} = 19.125$	763.3099
1	13-13	Poids venant : Coupe $12-12 = 763.3099$ Plancher courant : $G_p = 14.25 \times 5.14 = 73.245$ Poutre principale : $G_{pp} = 5.70$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 13.5844$ Mur Ext : $G_{ME} = 13.181$ Mur Int : $G_{MI} = 5.07$	874.0903
	14-14	Poids venant : Coupe $13-13 = 874.0903$ Poids propre du poteau : $G_{pot} = 19.125$	893.2153
RDC	15-15	Poids venant : Coupe $14-14 = 893.2153$ Plancher courant : $G_p = 14.25 \times 5.14 = 73.245$ Poutre principale : $G_{pp} = 5.70$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 13.5844$ Mur Ext : $G_{ME} = 13.181$ Mur Int : $G_{MI} = 5.07$	1003.9957
	16-16	Poids venant : Coupe $15-15 = 1003.9957$ Poids propre du poteau : $G_{pot} = 19.125$	1023.1207

II.3.2.2.2. Charges d'exploitation Poteau central (E-2/ E-7) :

✓ **Loi de dégression (D.T.R.B.C.2.2 article 6.3):**

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes :

Tableau II-10 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage.

Etage	N	ΣQ	Q(KN/m ²)
7	0	Q_0	16.20
6	1	Q_0+Q_1	40.5
5	2	$Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)$	62.37
4	3	$Q_0+0.90(Q_1+ Q_2+Q_3)$	81.81
3	4	$Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4)$	98.82
2	5	$Q_0+0.80(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	113.40
1	6	$Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	125.55
RDC	7	$Q_0+0.70(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	135.27

II.3.2.2.3. Charge permanent Poteau de rive (C-8/ C-1/ G-8/ G-1) :

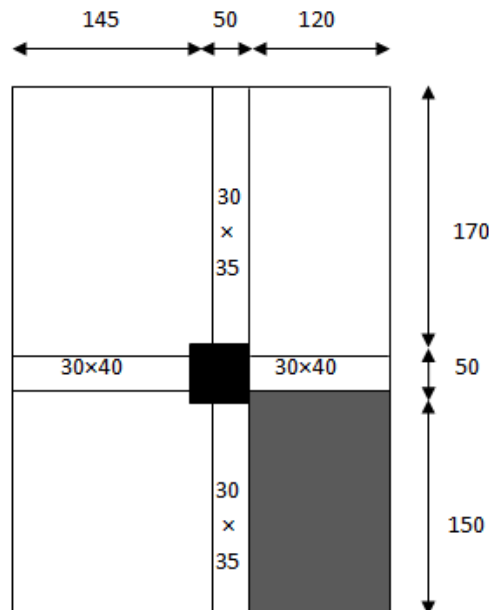


Figure II-10 : représentation du poteau le plus sollicité.(poteau de rive)

❖ Surface total :

$$S_T = S_Q = (1.45 + 0.5 + 1.20) \times (1.70 + 0.5 + 1.50) = 11.655 \text{ m}^2$$

❖ Surface du plancher prise par le poteau :

$$S_{GP} = 11.655 - (((1.45 + 1.20 + 1.7 + 1.5) \times 0.3) + (0.50 \times 0.50)) = 5.06 \text{ m}^2$$

❖ surface balcon :

$$S_{GB} = 1.20 \times 1.50 = 1.8 \text{ m}^2$$

Tableau II-11 : charge permanentes de (7,6,5,4,3,2,1)^{ème} et RDC (poteau de rive)

Etage n°	Coupe	Détermination des charges	G(KN)
7	1-1	Plancher terrasse : $G_p=5.06 \times 5.45=27.577$ Acrotère : $G_a=3.70 \times 2.1525=7.69425$ Poutre principale : $G_{pp}=3.15 \times 0,30 \times 0,40 \times 25=9.45$ Poutre secondaire : $G_{ps}=3.70 \times 0,30 \times 0,35 \times 25=9.7125$	54.7037
	2-2	Poids venant : Coupe 1-1 = 54.7037 Poids propre du poteau : $G_{pot}=3.06 \times 0.50 \times 0.50 \times 25=19.125$	73.8287
6	3-3	Poids venant : Coupe 2-2 = 73.8287 Plancher courant : $G_p=5.06 \times 5.14=26.0084$ Balcon : $G_B=1.8 \times 5.34=9.612$ Poutre principale : $G_{pp}=9.45$ Poutre secondaire : $G_{ps}=9.7125$ Mur Ext : $G_{ME}=10.545$ Mur Int : $G_{MI}=1.885$	141.0416
	4-4	Poids venant : Coupe 3-3 = 141.0416 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	160.1666
5	5-5	Poids venant : Coupe 4-4 = 160.1666 Plancher courant : $G_p=5.06 \times 5.14=26.0084$ Balcon : $G_B=1.8 \times 5.34=9.612$ Poutre principale : $G_{pp}=9.45$ Poutre secondaire : $G_{ps}=9.7125$ Mur Ext : $G_{ME}=10.545$ Mur Int : $G_{MI}=1.885$	227.3795
	6-6	Poids venant : Coupe 5-5 = 227.3795 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	246.5045
	7-7	Poids venant : Coupe 6-6 = 246.5045 Plancher courant : $G_p=5.06 \times 5.14=26.0084$ Balcon : $G_B=1.8 \times 5.34=9.612$ Poutre principale :	313.7174

4		$G_{pp}=9.45$ Poutre secondaire : $G_{ps}=9.7125$ Mur Ext : $G_{ME}=10.545$ Mur Int : $G_{MI}=1.885$	
	8-8	Poids venant : Coupe 7-7= 313.7174 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	332.8424
3	9-9	Poids venant : Coupe 8-8= 332.8424 Plancher courant : $G_p=5.06 \times 5.14=26.0084$ Balcon : $G_B=1.8 \times 5.34=9.612$ Poutre principale : $G_{pp}=9.45$ Poutre secondaire : $G_{ps}=9.7125$ Mur Ext : $G_{ME}=10.545$ Mur Int : $G_{MI}=1.885$	400.0553
	10-10	Poids venant : Coupe 9-9= 400.0553 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	419.1803
2	11-11	Poids venant : Coupe 10-10= 419.1803 Plancher courant : $G_p=5.06 \times 5.14=26.0084$ Balcon : $G_B=1.8 \times 5.34=9.612$ Poutre principale : $G_{pp}=9.45$ Poutre secondaire : $G_{ps}=9.7125$ Mur Ext : $G_{ME}=10.545$ Mur Int : $G_{MI}=1.885$	486.3932
	12-12	Poids venant : Coupe 11-11= 486.3932 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	486.3932
	13-13	Poids venant : Coupe 12-12= 486.3932 Plancher courant : $G_p=5.06 \times 5.14=26.0084$ Balcon : $G_B=1.8 \times 5.34=9.612$ Poutre principale : $G_{pp}=9.45$ Poutre secondaire :	553.6061

1		$G_{ps}=9.7125$ Mur Ext : $G_{ME}=10.545$ Mur Int : $G_{MI}=1.885$	
	14-14	Poids venant : Coupe 13-13= 553.6061 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	572.7311
RDC	15-15	Poids venant : Coupe 14-14= 572.7311 Plancher courant : $G_p=5.06 \times 5.14=26.0084$ Balcon : $G_B=1.8 \times 5.34=9.612$ Poutre principale : $G_{pp}=9.45$ Poutre secondaire : $G_{ps}=9.7125$ Mur Ext : $G_{ME}=10.545$ Mur Int : $G_{MI}=1.885$	639.944
	16-16	Poids venant : Coupe 15-15= 639.944 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	659.069

III.3.2.2.4. Charges d'exploitation Poteau de rive (C-8/ C-1/ G-8/ G-1) :

✓ Loi de dégression (D.T.R.B.C.2.2 article 6.3):

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes :

Tableau II-12 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage (poteau de rive).

Etage	N	ΣQ	Q(KN/m ²)
7	0	Q_0	5.06
6	1	Q_0+Q_1	18.95
5	2	$Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)$	29.183
4	3	$Q_0+0.90(Q_1+ Q_2+Q_3)$	38.279
3	4	$Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4)$	53.060
2	5	$Q_0+0.80(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	58.745
1	6	$Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	65.039
RDC	7	$Q_0+0.70(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	70.074

II.3.2.2.5. Charge permanent Poteau d'angle (A-1/ A-8/ H-1/ H-8) :

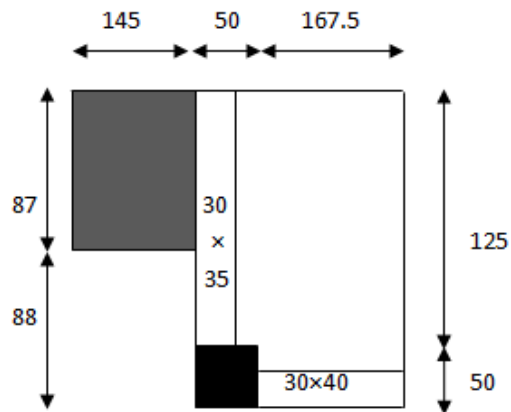


Figure II-11 : représentation du poteau le plus sollicité (poteau d'angle)

❖ Surface total :

$$S_T = S_Q = (1.675 + 0.5) \times (1.25 + 0.5) + (0.87 \times 1.2) = 4.85 \text{ m}^2$$

❖ Surface du plancher prise par le poteau :

$$S_{GP} = 4.85 - (((1.675 + 1.25) \times 0.3) + (0.50 \times 0.50)) = 3.723 \text{ m}^2$$

❖ surface balcon :

$$S_{GB} = 1.20 \times 0.87 = 1.044 \text{ m}^2$$

Tableau II-13 : charge permanentes de (7,6,5,4,3,2,1)^{ème} et RDC (poteau d'angle)

Etage n°	Coupe	Détermination des charges	G(KN)
7	1-1	Plancher terrasse : $G_p = 2.679 \times 5.45 = 14.601$ Acrotère : $G_a = 4.255 \times 2.1525 = 9.15889$ Poutre principale : $G_{pp} = 2.175 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 6.525$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 1.25 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 3.281$	33.56614
	2-2	Poids venant : Coupe 1-1 = 33.56614 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 \times 0.50 \times 0.50 \times 25 = 19.125$	52.6911
6	3-3	Poids venant : Coupe 2-2 = 72.6911 Plancher courant : $G_p = 2.67 \times 5.14 = 13.7701$ Balcon : $G_B = 1.044 \times 5.34 = 5.57496$ Poutre principale : $G_{pp} = 6.525$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 3.281$ Mur Ext : $G_{ME} = 8.33625$	110.1784
	4-4	Poids venant : Coupe 3-3 = 110.1784 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 19.125$	129.3034

5	5-5	Poids venant : Coupe $_{4-4}=129.3034$ Plancher courant : $G_p=2.67 \times 5.14=13.7701$ Balcon : $G_B=1.044 \times 5.34=5.57496$ Poutre principale : $G_{pp}=6.525$ Poutre secondaire : $G_{ps}=3.281$ Mur Ext : $G_{ME}=8.33625$	166.7907
	6-6	Poids venant : Coupe $_{5-5}= 166.7907$ Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	185.9157
4	7-7	Poids venant : Coupe $_{6-6}=185.9157$ Plancher courant : $G_p=2.67 \times 5.14=13.7701$ Balcon : $G_B=1.044 \times 5.34=5.57496$ Poutre principale : $G_{pp}=6.525$ Poutre secondaire : $G_{ps}=3.281$ Mur Ext : $G_{ME}=8.33625$	223.4030
	8-8	Poids venant : Coupe $_{7-7}= 223.4030$ Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	242.5280
3	9-9	Poids venant : Coupe $_{8-8}=242.5280$ Plancher courant : $G_p=2.67 \times 5.14=13.7701$ Balcon : $G_B=1.044 \times 5.34=5.57496$ Poutre principale : $G_{pp}=6.525$ Poutre secondaire : $G_{ps}=3.281$ Mur Ext : $G_{ME}=8.33625$	280.015
	10-10	Poids venant : Coupe $_{9-9}= 280.015$ Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	299.1403
	11-11	Poids venant : Coupe $_{10-10}=299.1403$ Plancher courant : $G_p=2.67 \times 5.14=13.7701$ Balcon : $G_B=1.044 \times 5.34=5.57496$ Poutre principale : $G_{pp}=6.525$ Poutre secondaire :	336.6276

2		$G_{ps}=3.281$ Mur Ext : $G_{ME}=8.33625$	
	12-12	Poids venant : Coupe 11-11= 336.6276 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	355.7526
1	13-13	Poids venant : Coupe 12-12=355.7526 Plancher courant : $G_p=2.67 \times 5.14=13.7701$ Balcon : $G_B=1.044 \times 5.34=5.57496$ Poutre principale : $G_{pp}=6.525$ Poutre secondaire : $G_{ps}=3.281$ Mur Ext : $G_{ME}=8.33625$	393.2399
	14-14	Poids venant : Coupe 13-13= 393.2399 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	412.3649
RDC	15-15	Poids venant : Coupe 14-14=412.3649 Plancher courant : $G_p=2.67 \times 5.14=13.7701$ Balcon : $G_B=1.044 \times 5.34=5.57496$ Poutre principale : $G_{pp}=6.525$ Poutre secondaire : $G_{ps}=3.281$ Mur Ext : $G_{ME}=8.33625$	449.8522
	16-16	Poids venant : Coupe 15-15= 449.8522 Poids propre du poteau : $G_{pot}= 19.125$	468.9772

III.5.2.2.6. Charges d'exploitation Poteau d'angle (A-1/ A-8/ H-1/ H-8) :

✓ Loi de dégression (D.T.R.B.C.2.2 article 6.3):

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes :

Tableau II-14 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage (poteau d'angle)

Etage	N	ΣQ	Q(KN/m ²)
7	0	Q_0	4.85
6	1	Q_0+Q_1	12.523

5	2	$Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)$	19.285
4	3	$Q_0+0.90(Q_1+ Q_2+Q_3)$	25.296
3	4	$Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4)$	30.556
2	5	$Q_0+0.80(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	35.064
1	6	$Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	38.821
RDC	7	$Q_0+0.70(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	41.827

II.3.3. Vérification de la section de poteaux :

✓ L'effort normal ultime (poteau central) :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1023.1207) + 1.5(135.27) = 1584.1179 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{Donc : } N_u = 1.1 \times 1584.1179 = 1742.53 \text{ KN}$$

✓ Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \rightarrow B \geq \frac{1742.53 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.123$$

$$\text{On a } B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$B = 0.25 > 0.123 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Vérification au flambement

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B. 8. 2. 1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement

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

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I = 5.21 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = 0.1444$$

$$\lambda = 14.834 < 50 \rightarrow \alpha = 0.81$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

nous avons :

$$B_r = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{ m}^2$$

$$0.2304 > 0.087 \dots\dots\dots \text{pas de risque de flambement}$$

✓ Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le **RPA99/version2003 (article.7.4.3.1)** il faut vérifier :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = 1.35G + 1.5Q = 1584.1179 \text{ KN}$$

$$V = 0.254 < 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.4.3. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement. D'après le **RPA 99/version 2003, article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : Porté du voile.

e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 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 à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

À partir de la hauteur d'étage $h=3.06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes:

$$a \geq \text{Max} \left(15\text{cm}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

Tel que : $h_e = h - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.35 = 2.71$ m (hauteurs libres)

Alors $a \geq \max (15; 10.84 ; 12.32 ; 13.55)$

On prend des voiles d'épaisseur : **$a=20\text{m}$** .

II.4. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes:

- ✓ Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ Epaisseur des balcons $(15) \text{ cm}^2$
- ✓ Epaisseur des voiles $(20) \text{ cm}^2$
- ✓ Epaisseur d'escalier $(15) \text{ cm}^2$

Au terme de ce chapitre, un pré dimensionnement de tous les éléments de notre structure à été fait, ainsi nous avons adopté les différentes sections des poutres et poteaux à prendre en compte ainsi que les différentes épaisseurs des dalles plaines, voiles et escaliers.

Chapitre III :

CALCUL DES ÉLEMENTS SECONDAIRES

Introduction :

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

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

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les dalles pleines des balcons.
- ✓ Les escaliers.

Les planchers à corps creux (poutrelle et table de compression).

III.1. L'acrotère:

III.1.1. Principe de calcul:

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle. Le calcul se fera pour une bande de 1m,

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre W_p et un moment de flexion de l'application de la charge F_p à partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul secondaire.

$$F_p = 4.A.C_p . W_p$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone ((groupe d'usage 3, zone I, A=0,07)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère

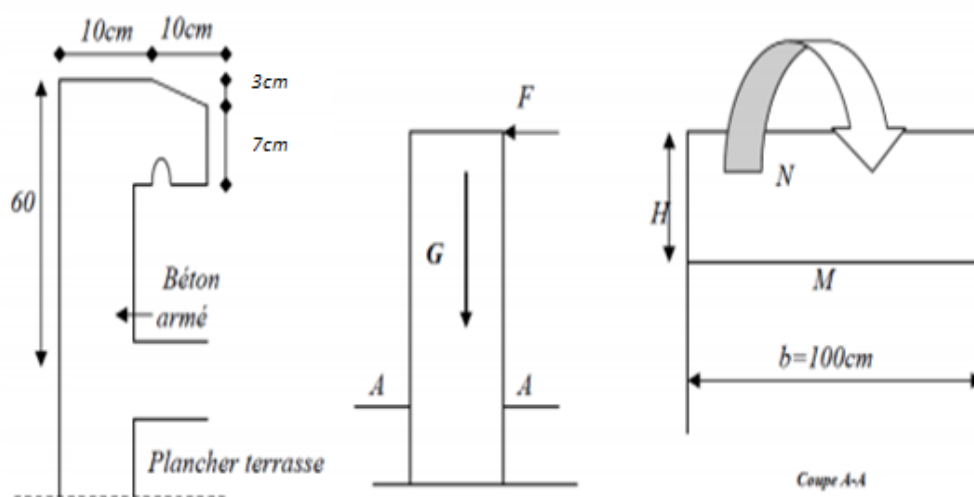


Figure III-1 : Schéma l'acrotère.

III.1.2. Calcul de l'acrotère :

Surface	Poids propre	La Surcharge d'exploitation
$S=0.0685 \text{ m}^2$	$W_p=2.1525 \text{ KN}$	$Q=1 \text{ KN/ml}$

✓ **Force horizontal :**

On a $F_q=1 \text{ KN}$

$$F_p = 0.48216 \text{ KN}$$

Donc $F = \max(F_p, F_q) \Rightarrow F=1 \text{ KN}$

III.1.3. Calcul des sollicitations :✓ **Calcul a l'ELU :**

$$N_u = 1.35 \times W_p \Rightarrow N_u = 2.9058 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_q \cdot h$$

$$M_u = 1.5 \times 1 \times 0.6 \Rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul a l'ELS :**

$$N_s = W_p \Rightarrow N_s = 2.1525 \text{ KN}$$

$$M_s = F_q \cdot h$$

$$M_s = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.1.4. Calcul de l'excentricité :✓ **Excentricité de premier ordre :**

$$e_u = \frac{0.9}{2.9058} = 0.3097 \text{ m}$$

donc :

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \rightarrow e_u > \frac{h}{6}$$

$\Rightarrow$ donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif

III.1.5. Calcul le moment fictif :

$$M_u = N_u \times e_a$$

$$e_a = e_u = \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow e_a = 0.3097 + (0.09 - 0.05) = 0.3497$$

$$d = 0.9h \rightarrow d = 0.09$$

$$M_u = 2.9058 \times 0.3497 = 1.0162 \text{ KN.m}$$

III.1.6. Calcul de ferrailage :✓ **à l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{1.0162 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.0088$$

$$\mu = 0.0088 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.0162 \times 10^3}{0.996 \times 9 \times 348} = 0.325 \text{ cm}^2$$

A_s : la section fictive d'acier La section d'armature réelle est :

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.325 - \frac{0.9058 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.2989 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.0868 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T8 = 2.01 cm²

➤ **Armatures de répartition :**

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5022 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T6 = 1.13 cm².

➤ **Espacement :**

$$St = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm.}$$

$$Sr_{\text{ép}} = (60/4) = 15 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [4h = 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm.}$$

✓ **Justification à l'ELS :**

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 9 \times 2.01 = 0$$

$$\rightarrow 100y^2 + 60.3y - 542.7 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 220712.04 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 469.80$$

$$Y = 2.0475 \text{ cm}$$

$$\rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 = 15[A(d - y)^2] \rightarrow I = 1743.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 0.689 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 (\text{Acier HA})$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 35.89 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ CV

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right] = 2.5 \text{ MPA} \quad (\text{la fissuration est préjudiciable})$$

donc : $\tau_u = 0.02 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA}$ CV

✓ **Schéma de ferrailage :**

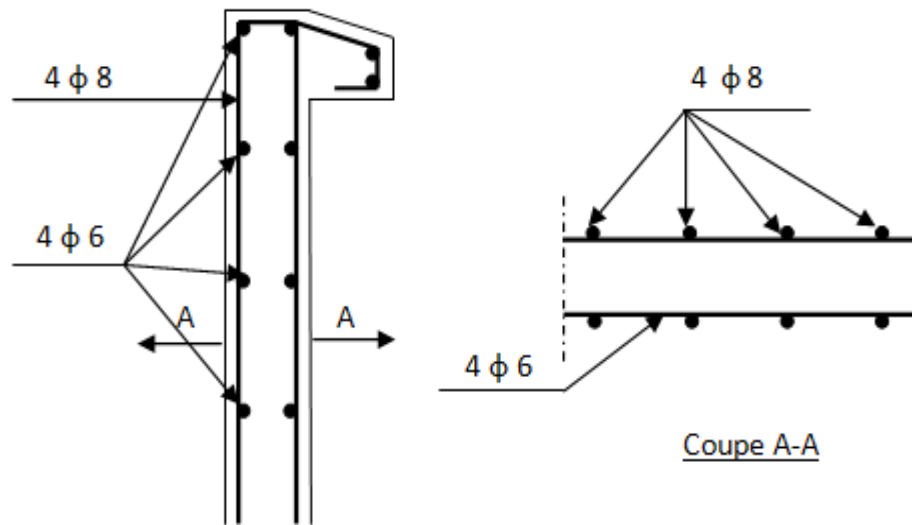


Figure III-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Etude des escaliers :

III.2.1. Calcul des Sollicitations :

$$\text{ELU : } Q = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS : } Q = G + Q$$

Tableau III-1 : calcul des sollicitations a L'ELU et L'ELS escalier

	ELU	ELS
Volier	15.16	10.957
Palier	10.67	7.63

a. Etat limite ultime (E.L.U.):

$$Q_{u eq} = \frac{Q_v \times L_v + Q_p \times L_p}{L_T} = \frac{15.16 \times 2.4 + 10.67 \times 1.35}{3.75}$$

$$Q_{u eq} = 13.54 \text{ KN/m}$$

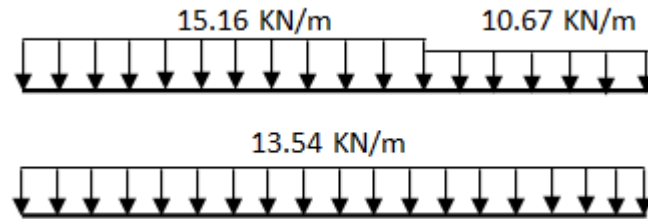


Figure III-3 : Schéma statique d'escalier

$$M_0 = \frac{Q_{u\text{eq}} \times L^2}{8}$$

$$M_{ut} = 0.85 M_0$$

$$M_{ua} = 0.3 M_0$$

M_0 (KN.m)	M_{ut} (KN.m)	M_{ua} (KN.m)
23.8	20.23	7.14

b. l'état limite de Service :

$$Q_{u\text{eq}} = \frac{Q_v \times L_v + Q_p \times L_p}{L_T} = \frac{10.957 \times 2.4 + 7.63 \times 1.35}{3.75}$$

$$Q_{u\text{eq}} = 9.759 \text{ KN/m}$$

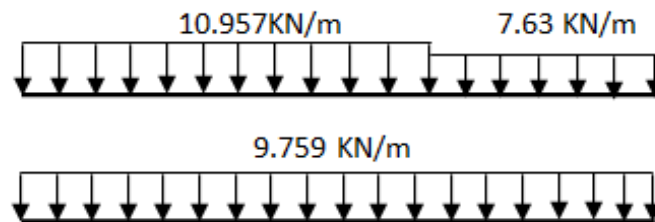


Figure III-4 : Schéma statique d'escalier

$$M_0 = \frac{Q_{u\text{eq}} \times L^2}{8}$$

$$M_{ut} = 0.85 M_0$$

$$M_{sa} = 0.3 M_0$$

M_0 (KN.m)	M_{st} (KN.m)	M_{sa} (KN.m)
17.15	14.58	5.14

III.2.2. Calcul de ferrailage :**A. En travée :**

✓ Etat limite ultime (E L U) :

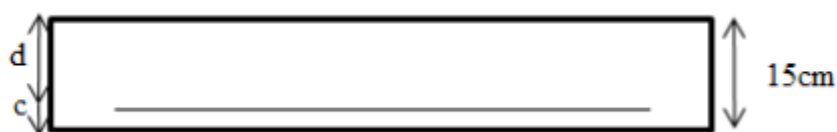


Figure III-5 : section de béton armé en travée.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ et } e = 1 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + 0.75 \rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2\sigma_b} = \frac{20.23 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0911$$

$$\mu = 0.0911 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.12$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.23 \times 10^3}{0.952 \times 12.5 \times 348} = 4.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 5 \emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s ; A_{\min})$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 7.70/4 = 1.925 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.925 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement :**

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

✓ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{st} = 14.58 \text{ KN/m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = 1.388$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.12 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Fissuration peu nuisible $\rightarrow$ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

B. En appuis :

✓ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ et } e = 1 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + 0.75 \rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2\sigma_b} = \frac{7.14 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0322$$

$$\mu = 0.0322 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.14 \times 10^3}{0.995 \times 12.5 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3 \emptyset 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s ; A_{\min})$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.39/4 = 0.848 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.848 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4 \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement :**

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

✓ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{st} = 5.14 \text{ KN/m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = 1.3891$$

$$\rightarrow \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.041 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Fissuration peu nuisible $\rightarrow$ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

$$V_{u \max} = 18.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} = 0.1464 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA (la fissuration est peu préjudiciable)}$$

donc : $\tau_u = 0.1464 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ **Schéma de ferrailage :**

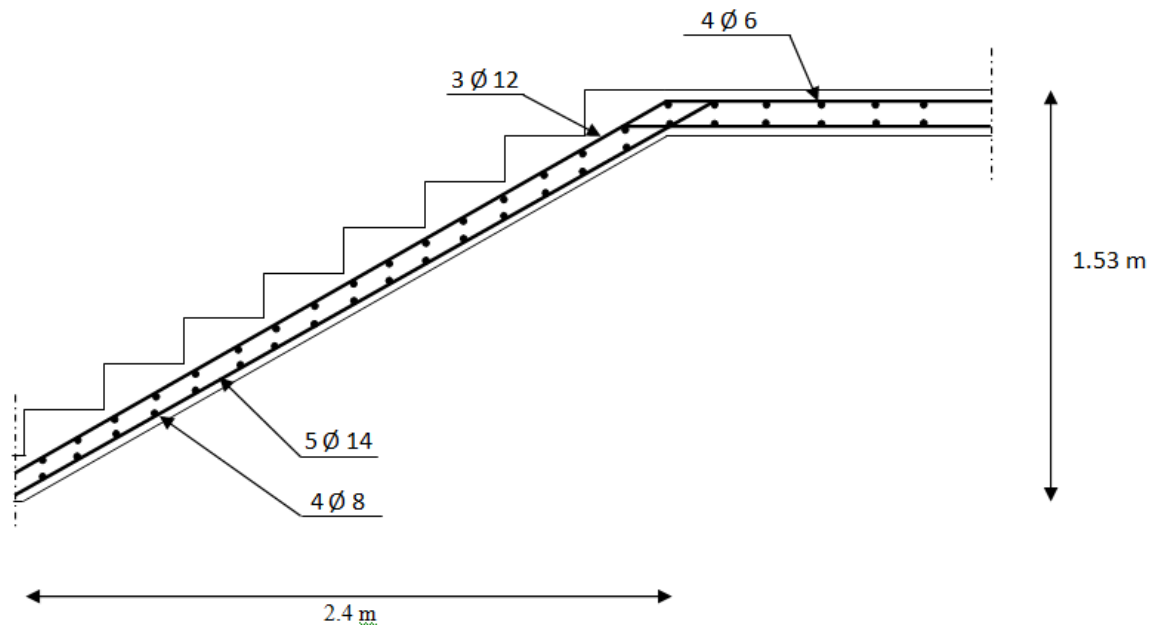


Figure III-6 : schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3. Poutre palière :

La poutre est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier).

III.3.1. Evaluations des charges :

La poutre de palier est placée à l'extrémité du palier son rôle consisté à prendre :

✓ $G_T = 12.12 \text{ KN/ml}$

III.3.2. Pondération des charges :

E.L.U : $P_u = 1.35 G_T + 1.5 Q = 20.112 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $P_s = G_T + Q = 14.62 \text{ KN/ml}$

III.3.3. Calcul des moments :

Moment statique maximal $L = 2.8 \text{ m}$

E.L.U : $M_{U0} = P_u L^2 / 8 = 19.710 \text{ KN.m.}$

E.L.S : $M_{S0} = P_s L^2 / 8 = 14.328 \text{ KNm.}$

III.3.4. Répartition des moments :

$M_t = 0.85 M_0$

$M_a = 0.3 M_0$

ELU			ELS		
M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
19.710	16.754	5.913	14.328	12.179	4.298

III.3.5. Calcul de ferrailage :

A. Vérification a L'ELU :

✓ Sur travée :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2\sigma_b} = \frac{16.754 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14.2} = 0.0280$$

$$\mu = 0.0280 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0355$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{16.754 \times 10^3}{0.986 \times 37.5 \times 348} = 1.302 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 Ø 14 = 4.62 cm²

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s ; A_{min})$$

On adopte : 3 Ø 12 = 3.39 cm²

➤ Les armatures transversales doivent vérifiées :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_l \right) \rightarrow \emptyset_l \leq \min \left(\frac{40}{30} ; \frac{30}{10} ; 1.4 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend Øt = 8mm

On prend 4Ø8 → At = 2.01 cm²

(1 cadre + 1 étrier).

➤ Calcul de l'espacement des armatures transversales :

A partir des conditions de **C.B.A 93 (art A.5.1.2.2)** les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

- $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(33,75; 40\text{cm})$
- $S_t \leq A_{tfe}/(0.4b_0/) \rightarrow S_t \leq 67\text{cm}$

A partir **d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003**, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale : $s_t \leq \min (h/ 4; / 12\emptyset t) = 9.6\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $S_t = 20\text{cm}$
- Zone nodale : $S_t = 9.6 \text{ cm}$

✓ **Sur Appius :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2\sigma_b} = \frac{5.913 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14.2} = 0.00987$$

$$\mu = 0.00987 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0124$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.913 \times 10^3}{0.995 \times 37.5 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3 \text{ } \emptyset 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s ; A_{\min})$$

$$\text{On adopte : } 3 \text{ } \emptyset 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_1 \right) \rightarrow \emptyset_1 \leq \min \left(\frac{40}{30} ; \frac{30}{10} ; 1.4 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \emptyset_t = 6\text{mm}$$

$$\text{On prend } 4\emptyset 6 \rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier).}$$

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de **C.B.A 93 (art A.5.1.2.2)** les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

- $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(32.4; 40\text{cm})$
- $S_t \leq A_t f_e / (0.4b_0) \rightarrow S_t \leq 37.66 \text{ cm}$

A partir **d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003**, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4; /12\emptyset_t) = 7.2\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $S_t = 20\text{cm}$
- Zone nodale : $S_t = 7.2 \text{ cm}$

B. Vérification a L'ELS :✓ **Sur travée :**➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

Telles que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 30y^2 + 30 \times 4.62y - 30 \times 37.5 \times 6.03 = 0$$

$$\rightarrow 30y^2 + 138.6y - 6783.75 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 833259.96 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 912.831$$

$$Y = 12.90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 = 15[A(d - y)^2] \rightarrow I = 41924.477 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 0.375 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots CV$$

➤ **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Telle que :

$$\sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 (\text{Acier HA})$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 10.719 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots CV$$

✓ **sur appuis :**

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 30y^2 + 30 \times 3.39y - 30 \times 37.5 \times 3.39 = 0$$

$$\rightarrow 30y^2 + 101.7y - 3813.75 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 467992.89 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 684.1$$

$$Y = 9.7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 = 15[A(d - y)^2] \rightarrow I = 48425.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 0.086 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots CV$$

➤ **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Telle que :

$$\sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 (\text{Acier HA})$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 3.701 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 Article (A.5.1)**

- Fissuration peu préjudiciable.

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 28.157 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.6. Calcul de la poutre à la torsion :

✓ **Contraintes tangentielles de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux $(1/6)$ du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

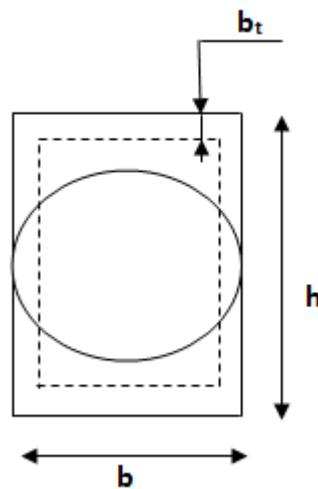


Figure III-7 : Section creuse.

$$\tau_t = \frac{M_{t \max}}{2\Omega b}$$

$$b_0 = b_t = (b/6) = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le couple de torsion est : } c = v_u \times 0.1 = 28.157 \times 0.1 = 2.816 \text{ KN}$$

Le moment de torsion b est :

$$M_t = c \times \frac{l}{2} = 2.816 \times \frac{2.8}{2} = 3.942$$

$$\tau_t = \frac{3.942 \times 10^3}{2 \times 875 \times 30} = 0.075 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) \rightarrow \tau_{\text{lim}} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}^2$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.25^2 + 0.075^2 = 0.068 \text{ MPA}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.068 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}^2 = 6.25 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

✓ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{\mu \times M_t}{2\Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

μ : périmètre de l'aire de la section efficace

$$\mu = 2[(h - b_i) + (b - b_i)] = 2[(40 - 5) + (30 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 3.942 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 0.777 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopt } 2 \text{ } \varnothing 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

✓ **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{M_t}{2\Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{3.942 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 0.007 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4 \text{ } \varnothing 6 \rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier).}$$

✓ **ferraillage de la poutre palière :**

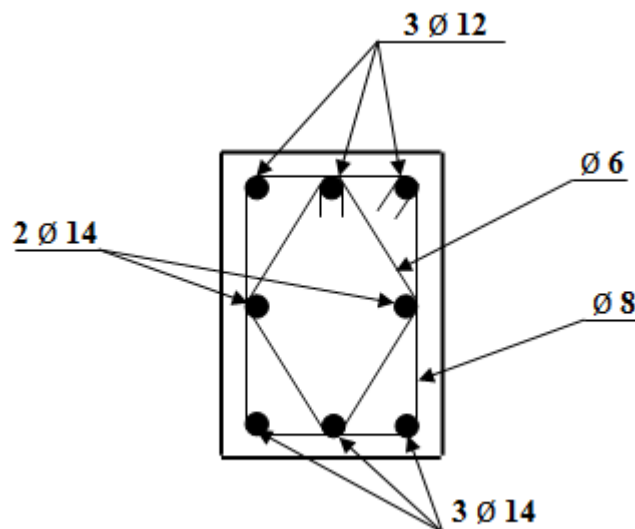


Figure III-8 : schéma de ferraillage de la poutre palière

III.4. Etude de l'ascenseur :

III.4.1. Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions et la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

III.4.2. Etude de la cage d'ascenseur :

L'ascenseur moderne mécanique est constitué de trois composants :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids

$$P_{cp} = P_m + \frac{Q}{2}$$

Avec :

P_m : « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

Q : la charge en cabine.

P_{cp} : le poids de contre poids

Dans notre structure l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes dont la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine et de 3.94 m².

- Largeur : 1.75 m
- Longueur: 2.25 m
- La Largeur de porte : 1.1m
- La hauteur de porte : 2,20m
- La hauteur de la course : 25.66 m

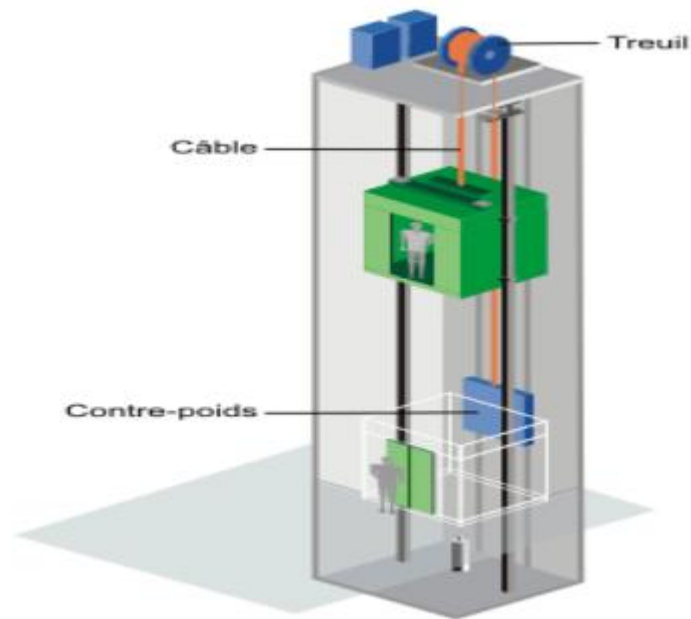


Figure III-9 : Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.4.3. Définir le poids de l'ascenseur :

- Poids du treuil et du moteur est égale à 12,00KN
- Le poids de la cabine P_c est égale à 466 Kg = 4.66 KN
- Le poids mort total est :

$$P_m = \sum M_i = 23.50 \text{ KN}$$
- Le contre poids P_{cp} :

$$P_{cp} = 2350 + \frac{675}{2} = 2687.5 \text{ Kg} = 26.875 \text{ KN}$$

- Le poids des câbles M_g :

$$M_g = m \times n \times L$$

avec :

masse linéaire de câble $m = 0.515 \text{ Kg/m}$

n : le nombre des câbles $n = 2$ câbles

L : longueur des câbles $L = 30 \text{ m}$

$M_g = 30.6 \text{ Kg}$

III.4.5. Dalle machine :

A. Introduction :

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

B. Pré dimensionnement de la dalle machine :

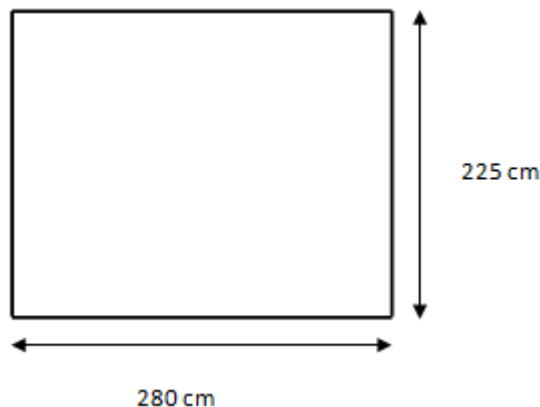


Figure III-10 : Dimension de la Dalle machine

$$S_{\text{ascenseur}} = 2.8 \times 2.25$$

$$S_{\text{ascenseur}} = 6.3 \text{ m}^2$$

✓ Résistance à la flexion :

Nous avons deux conditions à vérifier :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{225}{50} \leq e \leq \frac{225}{40} \rightarrow 4.5 \leq e \leq 5.62 \text{ cm}$$

Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

✓ Charge et surface :

➤ Charges permanentes :

$$G_{\text{ascenseur}} = \frac{P_m + P_{cp} + P_{\text{treuil}} + M_g}{s} = \frac{23.5 + 26.875 + 12 + 0.306}{s} = 9.949 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{dalle machine}} = e_1 \times \gamma_b + e_2 \times \gamma_c$$

Avec :

e : épaisseur de la dalle machine

Dalle Machine	e=25 cm	$\Gamma=25$	$0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment	e=2 cm	$\gamma=20$	$0.02 \times 25 = 0.5 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{Dalle machine}} = 6.75 \text{ KN/m}^2$$

$$G_T = G_{\text{ascenseur}} + G_{\text{dalle machine}}$$

$$G_T = 9.949 + 6.75$$

$$G_T = 16.699 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'ascenseur : $Q = 675 \text{ kg} = 6,75 \text{ KN}$

$$Q_{\text{ascenseur}} = Q/S$$

Avec :

S : surface de la dalle machine

$$Q_{\text{ascenseur}} = 6.75/6.3$$

$$Q_{\text{ascenseur}} = 1.07 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{dalle machine}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_T = Q_{\text{ascenseur}} + Q_{\text{dalle machine}}$$

$$Q_T = 1.07 + 1$$

$$Q_T = 2.07 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul Des Sollicitations :**

➤ **Combinaison de charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 25.649 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 18.769 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des efforts [RPA99V2003] :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

- Calcul de «p» :

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.80 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Calcul	$M_{(x,y)}$
Sollicitation à ELU et ELS	$M_x = \mu_x \cdot q_u L_x^2$
	$M_y = \mu_y M_x$

Tableau III-2 : Valeur des moments $M(x,y)$ a L'ELU

Calcul	A	μ_x	μ_y	$M_{(x,y)}$
Sollicitation à ELU	0.80	0.0561	0.5959	$M_x = 0.0561 \times 25.649 \times (2.25)^2 = 7.28 \text{ KN.m}$
				$M_y = 0.5959 \times 7.28 = 4.34 \text{ KN.m}$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 7.28 = 6.188 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 4.34 = 3.689 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{Max}(M_x^t; M_y^t) = 6.188 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis:**

$$M_x^a = 0,3M_x = 0,3 \times 7.28 = 2.184 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3M_y = 0,3 \times 4.34 = 1.302 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_x^a; M_y^a) = 2.184 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

✓ **Ferrailage en travée :**

➤ **Dans le sens «L_x»:**

On a: b=100cm; h=25cm; d=0.9h=22,5cm ; $\sigma_{bc}=14,2 \text{ MPA}$; $\sigma_s=348 \text{ MPA}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_b} = \frac{6.188 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.0086$$

$$\mu = 0.0086 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.011$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 22.4 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = \frac{6.188 \times 10^3}{22.42 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{\min})$$

$$\text{On adopte : } 4 \text{ } \emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).

$M_x^t(\text{KN.m})$	μ	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm})$
4.91	0.0068	0.011	22.4	0.79	4 Ø 10	3.14

➤ Dans le sens «Ly» :

Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).

M_y^t (KN. m)	μ	α	Z(cm)	A_s (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm)
3.77	0.0051	0.0064	22.44	0.47	4 T10	3.14

➤ Espacement :

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Ferrailage en appuis :

Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis.

M_x^a (KN. m)	μ	α	Z(cm)	A_s (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm)
1.73	0.0024	0.003	22.47	0.22	4 T10	3.14

➤ Espacement :

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

C. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 L_x + L_y} = 22.14 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 19.237 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 22.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.14 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.10 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

D. Vérification a l'ELS :**Tableau III-6 :** Valeur des moments M(x,y) a L'ELS

Calcul	A	μ_x	μ_y	$M_{(x,y)}$
Sollicitation à ELS	0.80	0.0628	0.7111	$M_x = 0.0628 \times 18.769 \times (2.1)^2 = 5.20 \text{ KN.m}$
				$M_y = 0.7111 \times 5.20 = 3.696 \text{ KN.m}$

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Acier :

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) < \overline{\sigma_s} = 500 \text{ MPA}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 5.20 = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 3.696 = 3.15 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis:**

$$M_x^a = 0,3M_x = 0,3 \times 5.20 = 1.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3M_y = 0,3 \times 3.696 = 1.11 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_x^a; M_y^a) = 1.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Détermination de la valeur de «y» :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + n \times A' \times (y - c') - n \times A_s \times (d - y)$$

- **Moment d'inertie :**

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : Vérification a l'ELS.

		M (KN)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc} < σ_{bc}	σ_s (MPA)	σ_s < σ_s
Travée	(x-x)	4.42	3.14	3.02	18791.17	0.71	vérifiée	70.3	vérifiée
	(y-y)	3.15	3.14	3.02	18791.17	0.51		52.25	
Appuis		1.56	3.14	3.02	18791.17	0.25		25.87	

E. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{200M_x} \rightarrow (M_t = 0.85M_x) \rightarrow \frac{25}{225} \geq \frac{6.188}{20 \times 7.28} \rightarrow 0.111 \geq 0.0425 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow \frac{25}{225} \geq \frac{1}{27} \rightarrow 0.111 \geq 0.037 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 22.5} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.0014 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{CV}$$

F. Schéma de ferrailage dalle machine :

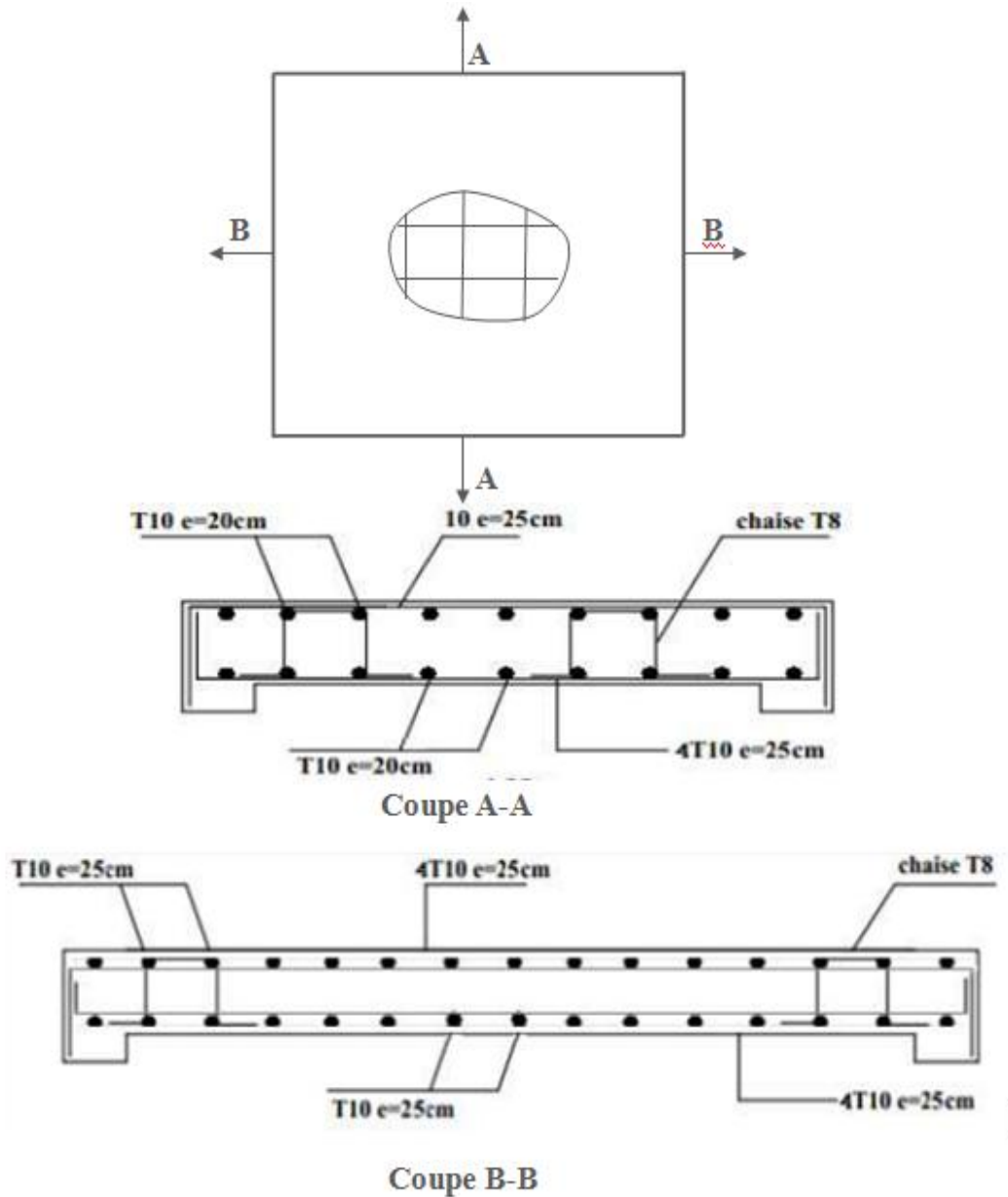


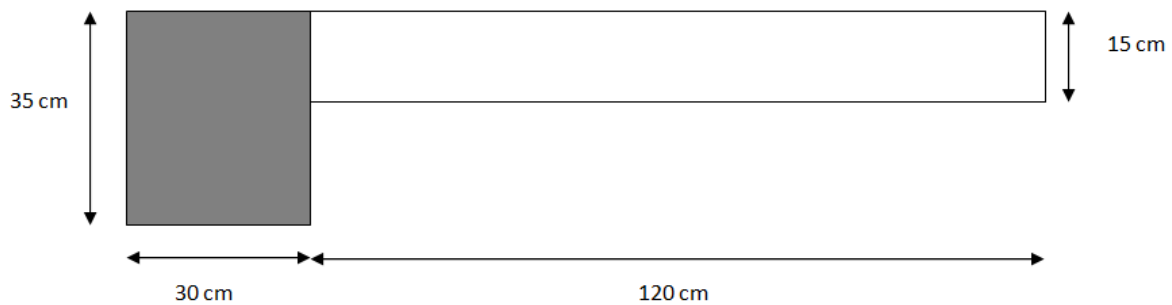
Figure III- 11 : Ferrailage de la dalle machine

III.5. Etude des balcons :

III.5.1.Définition :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrailée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q .

III.5.2. Etude des balcons type 1 :**Figure III-12 : Schéma du balcon (type 1)****III.5.2.1. Evaluation des charges :**

- Poids propre : $G = 5.34 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- D'après le **DTR BC.2.2 page 36** : On prend la charge du mur extérieur

comme une charge concentrée. $G = 2.78 \text{ KN/m}^2$

La hauteur de mur : $h = 1.20 \text{ m}$

$$P = \gamma \times b \times h \times 1$$

$$P = 2.78 \times 1.2 = 3.336 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = \min(0.4 ; 1.3B) = 0.4$$

Avec B : longueur du balcon = 3.20 m

III.5.2.2. Calcul des sollicitations :**A. Calcul à E.L.U :****➤ Calcul des moments fléchissant :**

$$M_u = 1.35(G \times 0.6 + P \times 1.2) + 1.5(Q_1 \times 1.2 \times \frac{1.2}{2} + Q_2 \times 1.2)$$

$$M_u = 14.22 \text{ KN.m}$$

$$M_s = (G \times 0.6 + P \times 1.2) + (Q_1 \times 1.2 \times \frac{1.2}{2} + Q_2 \times 1.2)$$

$$M_s = 10.20 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{14.22 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.0549$$

$$\mu = 0.0549 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.071$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{14.22 \times 10^3}{0.972 \times 13.5 \times 348} = 3.114 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On adopte $4 \text{ } \varnothing 12 = 4.52 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures de répartition :**

On a: $A/4 \leq A_r \Rightarrow 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$

On adopte $4 \text{ } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

B. Justification à l'ELS :

✓ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 100y^2 + 30 \times 4.52y - 30 \times 13.5 \times 4.52 = 0$$

$$\rightarrow 100y^2 + 135.6y - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 750627.36 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 866.388$$

$$Y = 3.6539 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2] \rightarrow I = 8199.026 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 4.456 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 183.736 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

$$V_u = 1.5 \times Q + G + P = 13.926 \text{ KN}$$

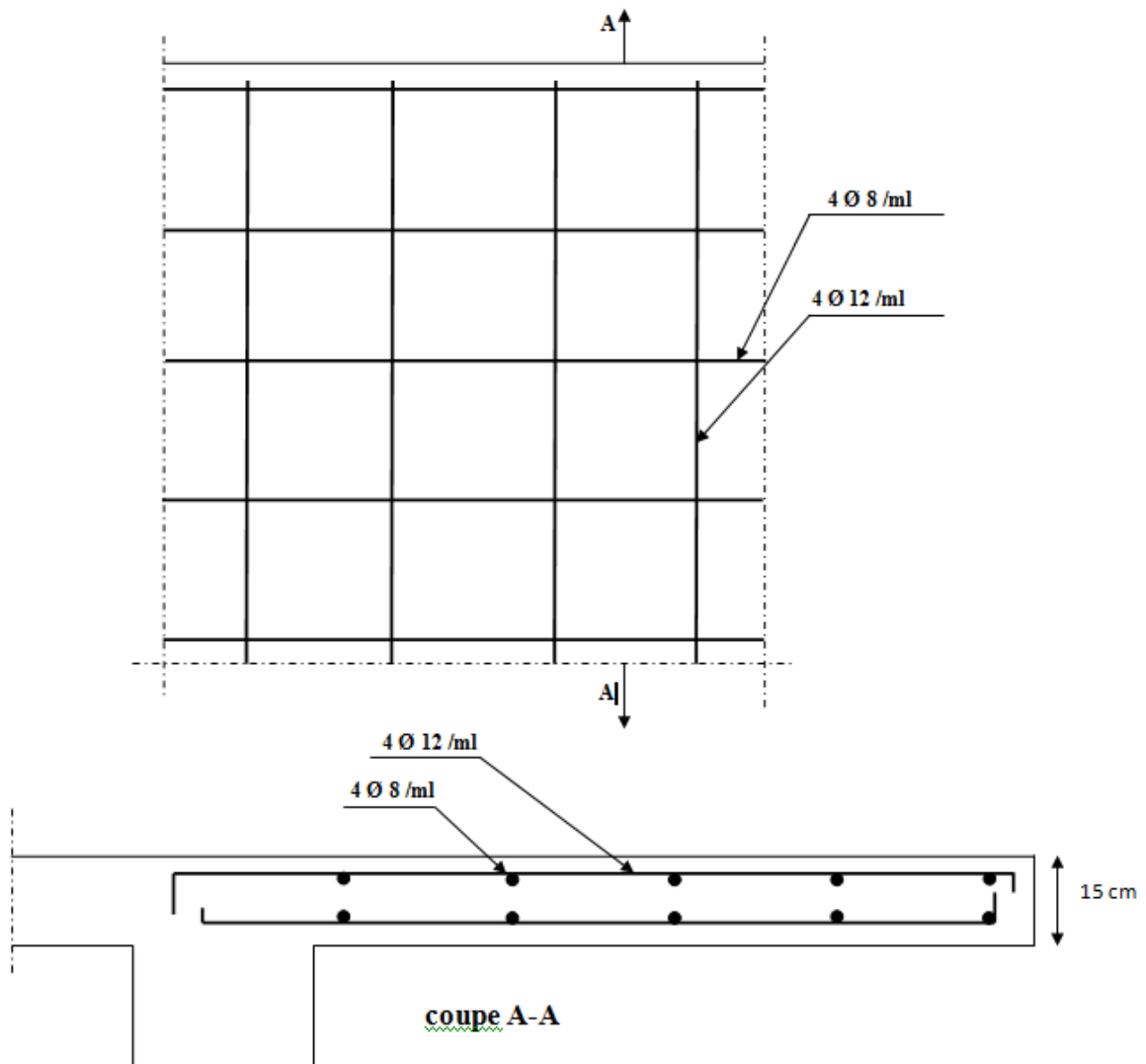
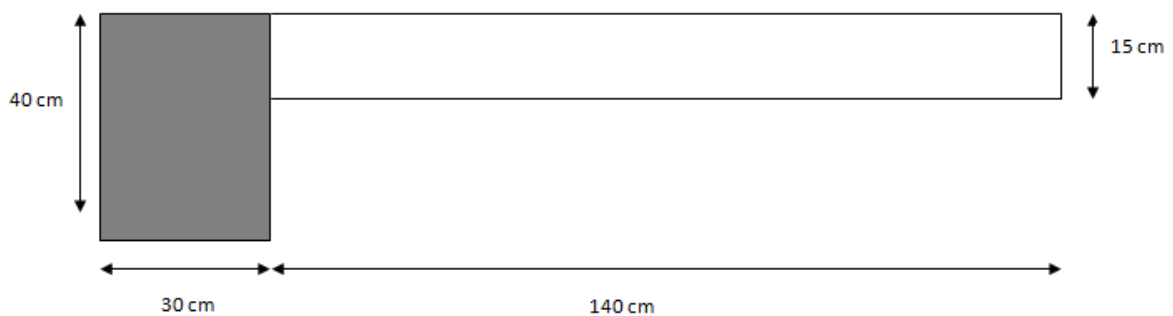
Telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13.926 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.1032 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right] = 2.5 \text{ MPA (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{donc : } \tau_u = 0.02 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

C. Schéma de ferrailage :**Figure III-13 : Schéma de ferrailage du balcon(type 1)****III.5.3.Etude des balcons type 2 :****Figure III-14 : Schéma du balcon (type 2).****III.5.3.1.Evaluation des charges :**

- Poids propre : $G = 5.34 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$

- D'après le **DTR BC.2.2 page 36** : On prend la charge du mur extérieur comme une charge concentrée. $G=2.78\text{KN/m}^2$

La hauteur de mur : $h = 1.20 \text{ m}$

$$P = \gamma \times b \times h \times 1$$

$$P = 2.78 \times 1.2 = 3.336 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = \min(0.4 ; 1.3B) = 0.4$$

Avec B : longueur du balcon = 2.40 m

III.5.3.2. Calcul des sollicitations :

A. Calcul à E.L.U :

✓ Calcul des moments fléchissant :

$$M_u = 1.35(G \times 0.7 + P \times 1.4) + 1.5(Q_1 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + Q_2 \times 1.4)$$

$$M_u = 17.37 \text{ KN.m}$$

$$M_s = (G \times 0.7 + P \times 1.4) + (Q_1 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + Q_2 \times 1.4)$$

$$M_s = 12.398 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{17.37 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.0672$$

$$\mu = 0.0672 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0869$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{17.37 \times 10^3}{0.965 \times 13.5 \times 348} = 3.83 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4 \text{ } \emptyset 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4 \text{ } \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

B. Justification à l'ELS :

✓ Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 100y^2 + 30 \times 4.52y - 30 \times 13.5 \times 4.52 = 0$$

$$\rightarrow 100y^2 + 135.6y - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 750627.36 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 866.388$$

$$Y = 3.6539 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2] \rightarrow I = 8199.026 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 5.525 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots CV$$

✓ **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Telle que :

$$\sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 223.329 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots CV$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

$$V_u = 1.5 \times Q + G + P = 13.926 \text{ KN}$$

Telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13.926 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.1032 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right] = 2.5 \text{ MPA (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{donc : } \tau_u = 0.02 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

C. Schéma de ferrailage :

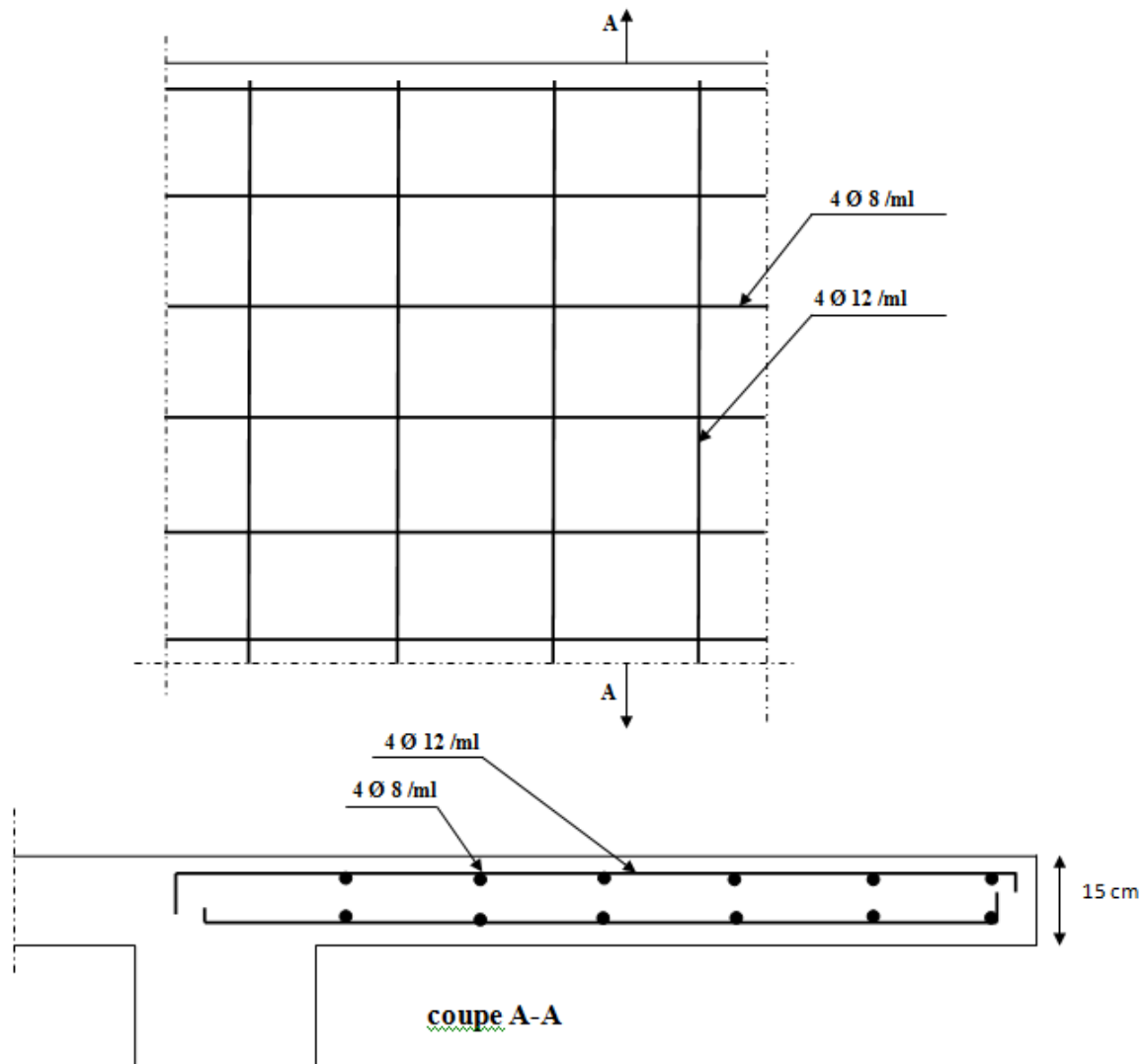


Figure III-15: Schéma de ferrailage du balcon (type 2).

III.6. ETUDE DES PLANCHERS :

III.6.1. Plancher corps creux :

III.6.1.1. Méthodes de calcul :

A. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 modifier 99 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire; cette méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions suivantes sont remplies :

- 1- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ kN/m}^2 ; 2G)$
- 2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

4- Fissuration considérée comme non préjudiciable

- ✓ Pour les dalles calculées dans un seul sens ; les poutrelles et les poutres on peut Évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis a des fractions fixées Forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « M_0 » dans la travée Indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

- ✓ Appelant :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max dans la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

α :Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges permanentes

« G » et les charges d'exploitation « Q » : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- ✓ Les valeurs prise pour « M_t ; M_w ; M_e » doivent vérifier les conditions suivantes : **annexe E.1 de BEAL91.**

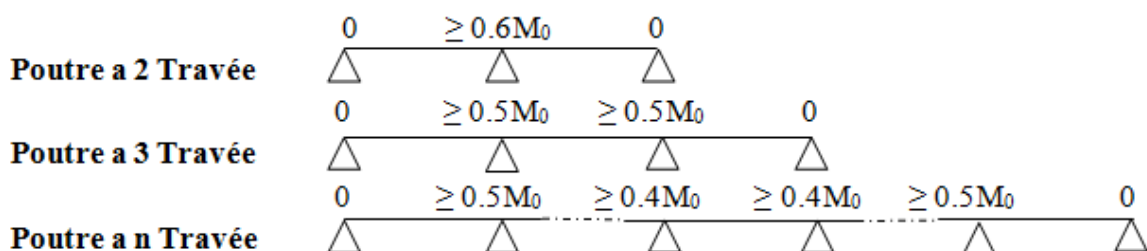
- ✓ **Travée de rive :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

- ✓ **Travée intermédiaire :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

- ❖ **Valeur absolue du moment sur appui :**



B. Méthode de CAQUOT : (Annexe E.2 du BAEL 99) :

- ✓ **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- ✓ **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basé sur la méthode des trois moments que Caquot à simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées

éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$
- Moment sur appui intermédiaire : $M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)}$
- Moments isostatiques $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$
- Le moment maximal en travée: $M_{t(x)} = \mu_x + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$
- L'effort tranchant $\begin{cases} T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \\ T_w = -T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \end{cases}$

III.6.1.2. Les différents types de nervures :

Pour chaque appui intermédiaire. On retient la plus grande des valeurs absolues des moments fléchissant de référence M_0 calculée à gauche de l'appui concède

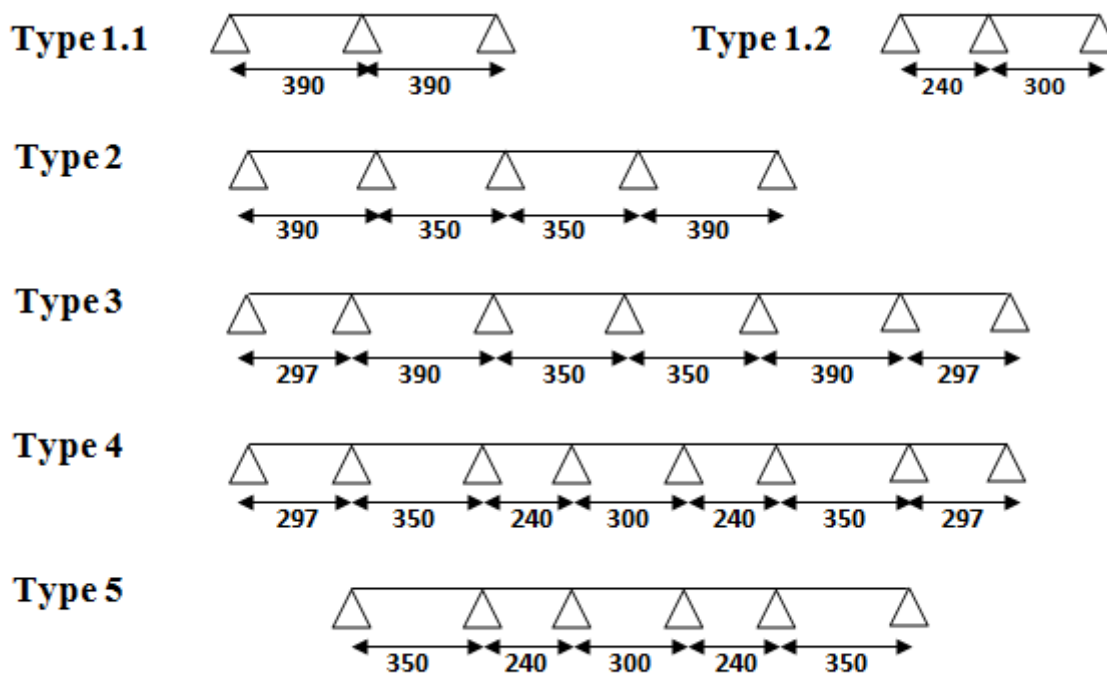


Figure III-16 : Présentation des types de poutrelle.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. Fissuration peut préjudiciable.....CV
2. Poutre à inertie transversales constantes CV
3. Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$

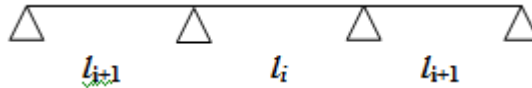
✓ **Plancher terrasse :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(10.90 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Plancher étage courant et RDC :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(10.30 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \text{CV}$$

$$4. 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$



❖ L'effort tranchant:

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_e) est Donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \\ T_e = -T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_0 = ql/2 \Rightarrow$ destine l'effort tranchant et l la longueur de la portée considérée

Remarque :

sauf le type 4 non vérifiées Donc on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire. On applique la méthode de Caquot.

III.6.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	$q_u = 0.65(1.35G + 1.5Q)$	$q_s = 0.65(G + Q)$
Terrasse	5.45	1	5.75	4.19
Etage courant	5.15	1.5	5.98	4.32

III.6.1.3. Calcul des sollicitations :

III.6.1.3.1. Plancher terrasse :

A. Calcul des moment :

✓ A l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

✓ Type 1.1 :

Tableau III-8 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU(type 1.1).

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.90	10.93	0	6.558	8.201	11.21	12.89	-12.89
B-C	3.90	10.93	6.558	0	8.201	11.21	9.53	-9.53

A	$\left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0$	$(1 + 0.3\alpha) M_0$
0.155	0.6233	11.44

✓ **Travée de rive A-B :**

$$M_t + \frac{0.6M_0}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 8.201$$

✓ **Travée de rive B-C :**

$$M_t + \frac{0.6M_0}{2} \geq [1.05M_0] M_t \geq 8.201$$

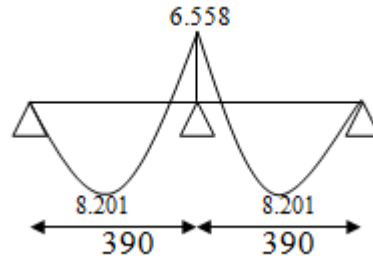


Figure III-17 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.1 à l'ELU.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.9}{2} = 11.21 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 11.21 - \frac{0 - 6.558}{3.90} = 12.89 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.21 + \frac{0 - 6.558}{3.90} = -12.89 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 11.21 - \frac{6.558 - 0}{3.90} = 9.53 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.21 + \frac{6.558 - 0}{3.90} = -9.53 \text{ KN}$$

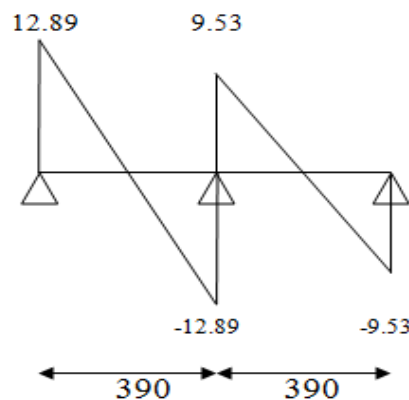
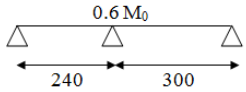


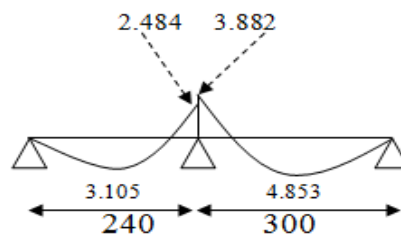
Figure III- 18 : Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELU.

✓ **Type 1.2 :****Tableau III-9 :** Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU (type 1.2).

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.40	4.14	0	2.484	3.105	6.90	7.94	-7.94
B-C	3.00	6.47	3.882	0	4.853	8.62	7.32	-7.32

✓ **Travée de rive A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 8.201$$

**Figure III-19 :** Diagramme de moment de poutrelle type 1.2 à l'ELU.✓ **Calcul de l'effort tranchant :**➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 2.4}{2} = 6.90 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 6.90 - \frac{0 - 2.484}{2.40} = 7.94 \text{ KN}$$

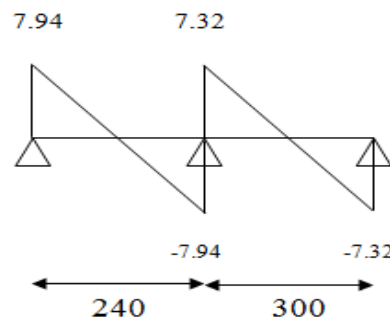
$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.90 + \frac{0 - 2.484}{2.40} = -7.94 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

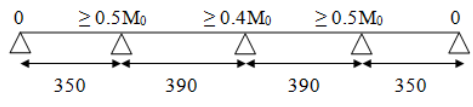
$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.00}{2} = 8.62 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.62 - \frac{3.882 - 0}{3.00} = 7.32 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.62 + \frac{3.882 - 0}{3.00} = -7.32 \text{ KN}$$

**Figure III- 20 :** Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELU.

✓ **Type 2 :****Tableau III-10 :** Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU(type 2).

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.50	8.80	0	4.4	7.04	10.06	11.31	-11.31
B-C	3.90	10.93	5.465	4.37	8.201	11.21	10.92	-10.92
C-D	3.90	10.93	4.37	5.465	8.201	11.21	11.49	-11.49
D-E	3.50	8.80	4.4	0	7.04	10.06	8.80	-8.80

✓ **Travée A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 7.04$$

✓ **Travée B-C :**

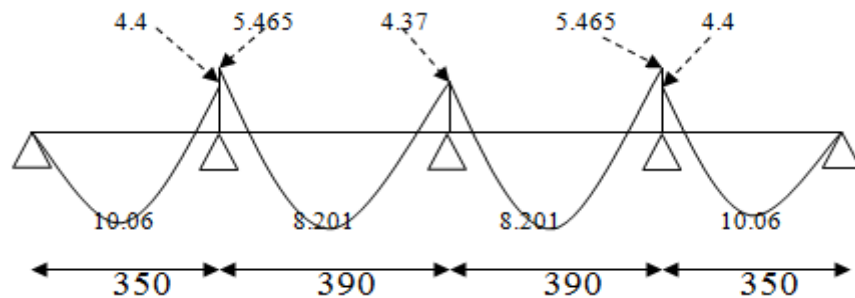
$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 8.201$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 8.201$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 7.04$$

**Figure III-21 :** Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU.✓ **Calcul de l'effort tranchant :**➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.5}{2} = 10.06 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 11.31 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.31 \text{ KN}$$

➤ Travée de rive B-C :

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.9}{2} = 11.21 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 10.92 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.92 \text{ KN}$$

➤ Travée de rive C-D :

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.9}{2} = 11.21 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 11.49 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.49 \text{ KN}$$

➤ Travée de rive D-E :

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.5}{2} = 10.06 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.80 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.80 \text{ KN}$$

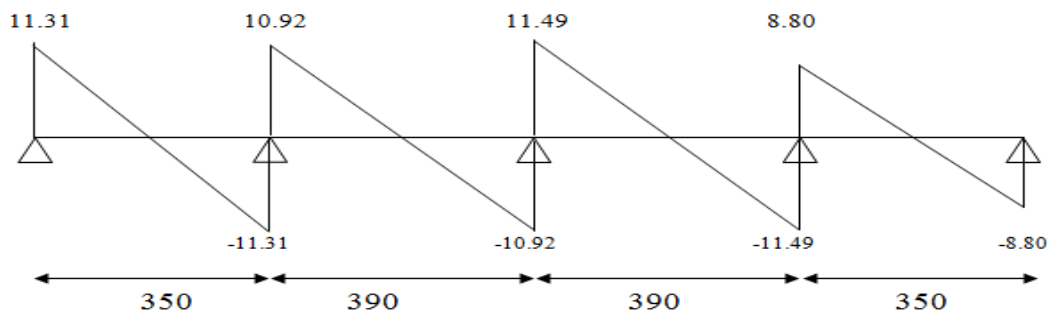


Figure III- 22 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.

✓ Type 3 :

Tableau III-11 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU(type 3).

Travée	0 △ ← 2.97 → ≥ 0.5M₀ △ ← 3.5 → ≥ 0.4M₀ △ ← 3.9 → ≥ 0.4M₀ △ ← 3.9 → ≥ 0.4M₀ △ ← 3.5 → ≥ 0.5M₀ △ ← 2.97 → 0 △							
	l (m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	2.97	6.34	0	3.17	5.07	8.54	9.60	-9.60
B-C	3.50	8.80	4.40	3.52	5.28	10.06	9.81	-9.81

C-D	3.90	10.93	4.37	4.37	7.11	11.21	11.21	-11.21
D-E	3.90	10.93	4.37	4.37	7.11	11.21	11.21	-11.21
E-F	3.50	8.80	3.52	4.40	5.28	10.06	10.31	-10.31
F-G	2.97	6.34	3.17	0	5.07	8.54	7.47	-7.47

✓ **Travée A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.07$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.28$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 7.11$$

✓ **Travée D-E :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 7.11$$

✓ **Travée E-F :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.28$$

✓ **Travée F-G :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.07$$

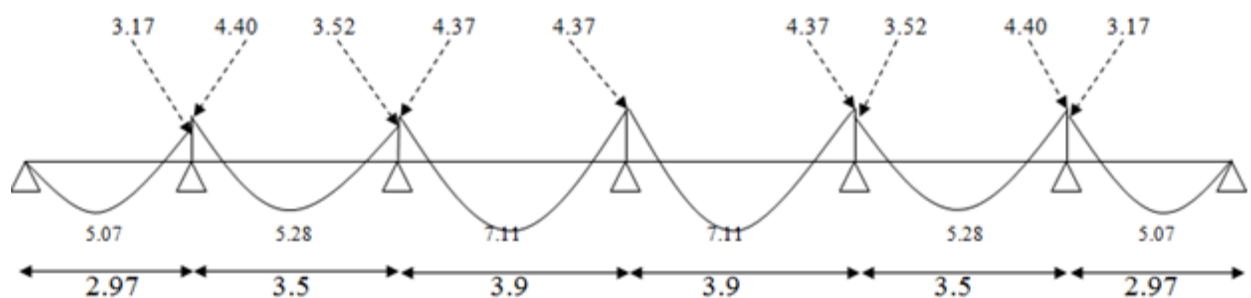


Figure III-23 : Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELU.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 2.97}{2} = 8.54 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 6.90 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.90 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.5}{2} = 10.06 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 9.81 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.81 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.9}{2} = 11.21 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 11.21 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.21 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive D-E :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.9}{2} = 11.21 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 11.21 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.21 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive E-F:**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.5}{2} = 10.06 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 10.31 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.31 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive F-G :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 2.97}{2} = 8.54 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 7.47 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.47 \text{ KN}$$

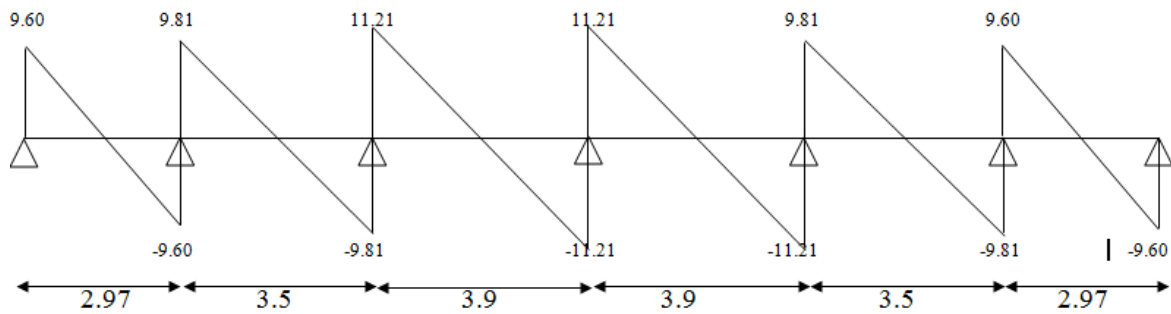


Figure III- 24 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.

Méthode de CAQUOT :

Poutrelle à (5) travée avec (terrasse (Q=1))

$0.8 < L_i - 1/L_i = 1,28 > 1.25$ condition non vérifiée

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3ème condition n'est pas vérifiée; On utilise la méthode de CAQUOT. (**Annexe E.2 du BAEL 99**) Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée (industriel) c.-à-d. :

$Q \geq \min (2G ; 5) \text{ KN / m}^2$ Cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode des trois moments qui est adopté au béton armé.

✓ Moment sur appui de rive : on considère

$$M_a = M_L = 0$$

✓ Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = - \frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l''_w{}^3}{8.5(l'_w{}^3 + l''_w{}^3)}$$

✓ Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

✓ Le moment maximal en travée:

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

✓ L'effort tranchant:

$$\begin{cases} T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \\ T_w = -T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \end{cases}$$

✓ **Type 4 :**

Tableau III-12 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU(type 4).

Travée	$ \begin{array}{c} 0 \quad \geq 0.5M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.5M_0 \quad 0 \\ \leftarrow \quad \rightarrow \\ 2.97 \quad 3.5 \quad 2.4 \quad 3.0 \quad 2.4 \quad 3.5 \quad 2.97 \end{array} $								
	L (m)	$l'(m) = 0.8 \times l$	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.97	2.97	6.34	0	-5.645	3.832	8.539	6.854	-6.854

B-C	3.50	2.80	8.80	-5.645	-4.161	2.920	10.063	10.487	-10.487
C-D	2.40	1.92	4.14	-4.161	-3.271	0.074	6.90	9.997	-9.997
D-E	3.00	2.40	6.47	-3.271	-3.271	3.199	8.625	8.625	-8.625
E-F	2.40	1.92	4.14	-3.271	-4.161	0.436	6.90	7.271	-7.271
F-G	3.50	2.80	8.80	-4.161	-5.645	3.920	10.063	9.639	-9.639
G-H	2.97	2.97	6.34	-5.645	0	2.561	8.539	10.440	-10.440

➤ **Moment sur appui :**

Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{5.75 \times 2.97^3 + 5.75 \times 2.80^3}{8.5(2.97 + 2.80)} = -5.645 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{5.75 \times 2.80^3 + 5.75 \times 1.92^3}{8.5(2.80 + 1.92)} = -4.161 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{5.75 \times 1.92^3 + 5.75 \times 2.40^3}{8.5(1.92 + 2.4)} = -3.271 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{5.75 \times 2.40^3 + 5.75 \times 1.92^3}{8.5(2.40 + 1.92)} = -3.273 \text{ KN.m}$$

$$M_f = -4.161 \text{ KN.m}$$

$$M_g = -5.645 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.97}{2} - \frac{(0 + 5.64)}{5.75 \times 2.97} = 1.15 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-5.64 + 4.16)}{5.75 \times 3.50} = 1.82 \text{ m}$$

$$X_{(3)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-4.16 + 3.27)}{5.75 \times 2.40} = 1.62 \text{ m}$$

$$X_{(4)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.00}{2} - \frac{(-3.27 + 3.27)}{5.75 \times 3.00} = 1.50 \text{ m}$$

$$X_{(5)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-3.27 + 4.16)}{5.75 \times 2.97} = 1.15 \text{ m}$$

$$X_{(6)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-4.16 + 5.64)}{5.75 \times 3.50} = 1.68 \text{ m}$$

$$X_{(7)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.97}{2} - \frac{(-5.64 + 0)}{5.75 \times 2.97} = 1.81 \text{ m}$$

Le moment maximal en travée :

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

Avec : $\mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$

✓ **Travée A-B :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.15}{2} (2.97 - 1.15) = 6.0174$$

$$M_{t(x)} = 6.0174 + 0 \times \left(1 - \frac{1.15}{2.97}\right) - 5.64 \times \frac{1.15}{2.97} = 3.832 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.82}{2} (3.50 - 1.82) = 8.7906$$

$$M_{t(x)} = 8.7906 - 5.64 \times \left(1 - \frac{1.82}{3.50}\right) - 4.16 \times \frac{1.82}{3.50} = 2.920 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée C-D :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.62}{2} (2.40 - 1.62) = 3.6329$$

$$M_{t(x)} = 3.6329 - 4.16 \times \left(1 - \frac{1.62}{2.40}\right) - 3.27 \times \frac{1.62}{2.40} = 0.074 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée D-E :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.50}{2} (3.00 - 1.50) = 6.64875$$

$$M_{t(x)} = 6.64875 - 3.27 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.00}\right) - 3.27 \times \frac{1.50}{3.00} = 3.199 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée E-F :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.15}{2} (2.40 - 1.15) = 4.1328125$$

$$M_{t(x)} = 4.1328125 - 3.27 \times \left(1 - \frac{1.15}{2.40}\right) - 4.16 \times \frac{1.15}{2.40} = 0.436 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée F-G :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.68}{2} (3.50 - 1.68) = 8.7906$$

$$M_{t(x)} = 8.7906 - 4.16 \times \left(1 - \frac{1.68}{3.50}\right) - 5.64 \times \frac{1.68}{3.50} = 3.920 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée G-H :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.81}{2} (2.97 - 1.81) = 6.03635$$

$$M_{t(x)} = 6.03635 - 5.64 \times \left(1 - \frac{1.81}{2.97}\right) - 0 \times \frac{1.81}{2.97} = 2.561 \text{ KN.m}$$

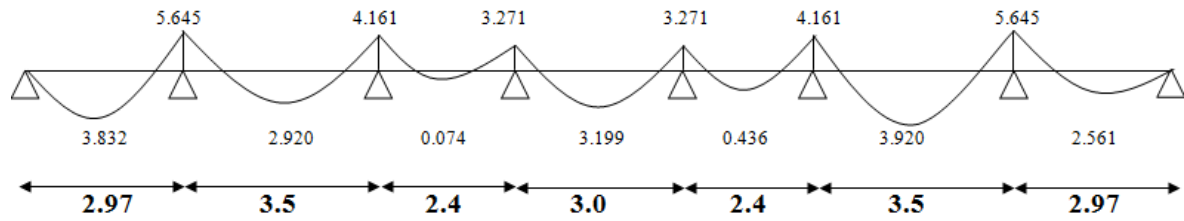


Figure III-25 : Diagramme de moment de poutrelle type 4 à l'ELU.

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**✓ **Travée A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 2.97}{2} = 8.539 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.539 - \frac{0 - (-5.645)}{2.97} = 6.638 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.539 + \frac{0 - (-5.645)}{2.97} = -6.638 \text{ KN}$$

✓ **Travée B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 3.50}{2} = 10.063 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.063 - \frac{(-5.645 - (-4.161))}{3.50} = 10.487 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.063 + \frac{(-5.645 - (-4.161))}{3.50} = -10.487 \text{ KN}$$

✓ **Travée C-D :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 2.40}{2} = 6.90 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.90 - \frac{(-4.161 - (-3.271))}{2.40} = 9.997 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.90 + \frac{(-4.161 - (-3.271))}{2.40} = -9.997 \text{ KN}$$

✓ **Travée D-E :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 3.00}{2} = 8.625 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.625 - \frac{(-3.271 - (-3.271))}{3.00} = 8.625 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.625 + \frac{(-3.271 - (-3.271))}{3.50} = -8.625 \text{ KN}$$

✓ Travée E-F :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 2.40}{2} = 6.90 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.90 - \frac{(-3.271 - (-4.161))}{2.40} = 7.271 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.90 + \frac{(-3.271 - (-4.161))}{2.40} = -7.271 \text{ KN}$$

✓ Travée F-G :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 3.50}{2} = 10.063 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.063 - \frac{(-4.161 - (-5.645))}{3.50} = 9.639 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.063 + \frac{(-4.161 - (-5.645))}{3.50} = -9.639 \text{ KN}$$

✓ Travée G-H :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 2.97}{2} = 8.539 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.539 - \frac{(-5.645 - 0)}{2.97} = 10.440 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.539 + \frac{(-5.645 - 0)}{2.97} = -10.440 \text{ KN}$$

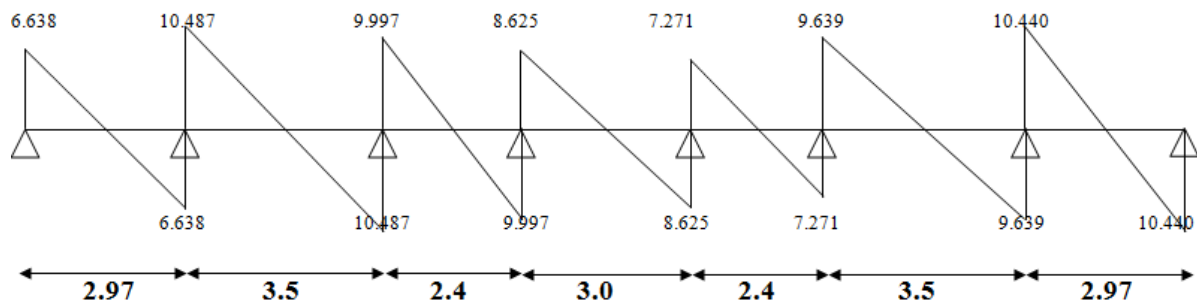
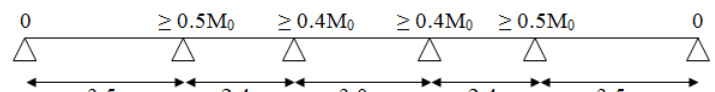


Figure III- 26 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELU

✓ Type 5 :

Tableau III-13 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU(type 5).

Travée	$0 \quad \geq 0.5M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.5M_0 \quad 0$  $3.5 \quad 2.4 \quad 3.0 \quad 2.4 \quad 3.5$								
	l (m)	$l'(m) = 0.8 \times l$	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.50	3.50	8.80	0	-6.235	3.832	10.062	8.281	-8.281

B-C	2.40	1.92	4.14	-6.235	-3.273	1.468	6.900	8.134	-8.134
C-D	3.00	2.40	6.47	-3.273	-3.273	3.196	8.625	8.625	-8.625
D-E	2.40	1.92	4.14	-3.273	-6.235	-0.487	6.900	5.666	-5.666
E-F	3.50	3.50	8.80	-6.235	0	5.963	10.062	11.843	-11.843

➤ **Moment sur appui :**

Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{5.75 \times 3.50^3 + 5.75 \times 1.92^3}{8.5(3.50 + 1.92)} = -6.235 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{5.75 \times 1.92^3 + 5.75 \times 2.40^3}{8.5(1.92 + 2.40)} = -3.273 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{5.75 \times 2.40^3 + 5.75 \times 1.92^3}{8.5(2.40 + 1.92)} = -3.273 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{5.75 \times 1.92^3 + 5.75 \times 3.50^3}{8.5(1.92 + 3.50)} = -6.235 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(0 + 6.235)}{5.75 \times 3.50} = 1.44 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-6.235 + 3.273)}{5.75 \times 2.40} = 1.41 \text{ m}$$

$$X_{(3)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.00}{2} - \frac{(-3.273 + 3.273)}{5.75 \times 3.00} = 1.50 \text{ m}$$

$$X_{(4)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-3.273 + 6.235)}{5.75 \times 3.00} = 1.03 \text{ m}$$

$$X_{(5)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-6.235 + 0)}{5.75 \times 3.50} = 2.06 \text{ m}$$

Le moment maximal en travée :

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

✓ **Travée A-B :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.44}{2} (3.50 - 1.44) = 8.5284$$

$$M_{t(x)} = 8.5284 + 0 \times \left(1 - \frac{1.44}{3.50}\right) - 6.235 \times \frac{1.44}{3.50} = 3.832 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.41}{2} (2.40 - 1.41) = 5.96314$$

$$M_{t(x)} = 5.96314 - 6.235 \times \left(1 - \frac{1.41}{2.40}\right) - 3.273 \times \frac{1.41}{2.40} = 1.468 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée C-D :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.50}{2} (3.00 - 1.50) = 6.46875$$

$$M_{t(x)} = 6.46875 - 3.273 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.00}\right) - 3.273 \times \frac{1.50}{3.00} = 3.196 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée D-E :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{1.03}{2} (2.40 - 1.03) = 4.05691$$

$$M_{t(x)} = 4.05691 - 3.273 \times \left(1 - \frac{1.03}{2.40}\right) - 6.235 \times \frac{1.03}{2.40} = -0.487 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée E-F :**

$$\mu_x = 5.75 \times \frac{2.06}{2} (3.50 - 2.06) = 8.5284$$

$$M_{t(x)} = 8.5284 - 6.235 \times \left(1 - \frac{2.06}{3.50}\right) - 0 \times \frac{2.06}{2.40} = 5.963 \text{ KN.m}$$

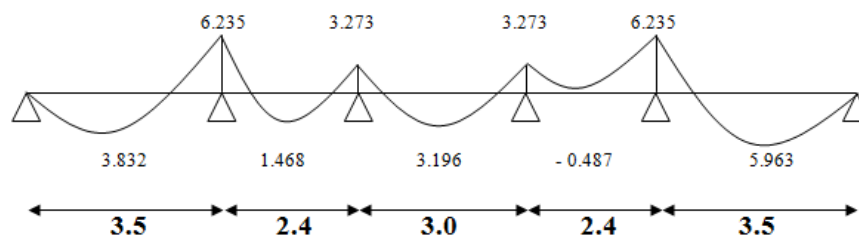


Figure III-27 : Diagramme de moment de poutrelle type 5 à l'ELU.

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

✓ **Travée A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 3.50}{2} = 10.062 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.062 - \frac{0 - (-6.235)}{3.50} = 8.281 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.062 + \frac{0 - (-5.645)}{3.50} = -8.281 \text{ KN}$$

✓ **Travée B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 2.40}{2} = 6.900 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.900 - \frac{(-6.235 - (-3.273))}{2.40} = 8.134 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.900 + \frac{(-6.235 - (-3.273))}{2.40} = -8.134 \text{ KN}$$

✓ Travée C-D :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 3.00}{2} = 8.625 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.625 - \frac{(-3.273 - (-3.273))}{3.00} = 8.625 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.625 + \frac{(-3.273 - (-3.273))}{3.00} = -8.625 \text{ KN}$$

✓ Travée D-E :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 2.40}{2} = 6.900 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.900 - \frac{(-3.273 - (-6.235))}{2.40} = 5.666 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.900 + \frac{(-3.271 - (-6.235))}{2.40} = -5.666 \text{ KN}$$

✓ Travée E-F :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.75 \times 3.50}{2} = 10.062 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.062 - \frac{(-6.235 - 0)}{3.50} = 11.843 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.062 + \frac{(-6.235 - 0)}{3.50} = -11.843 \text{ KN}$$

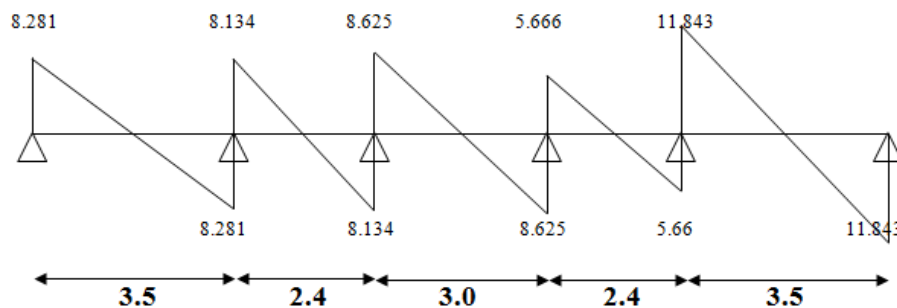


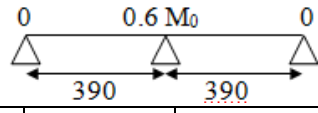
Figure III- 28 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELU

✓ A PELS :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

✓ **Type 1.1 :**

Tableau III-14 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS (type 1.1).

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.90	7.96	0	4.78	5.97	8.17	9.39	-9.39
B-C	3.90	7.96	4.78	0	5.97	8.17	6.94	-6.94

✓ **Travée de rive A-B :**

$$M_t + \frac{0.6M_0}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.97$$

✓ **Travée de rive B-C :**

$$M_t + \frac{0.6M_0}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.97$$

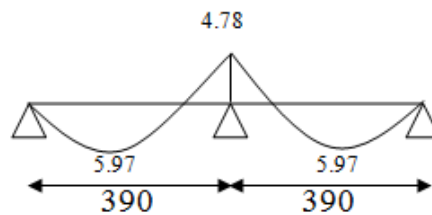


Figure III-29 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.1 à l'ELS.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.9}{2} = 8.17 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.17 - \frac{0 - 4.78}{3.90} = 9.39 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.17 + \frac{0 - 4.78}{3.90} = -9.39 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.17 - \frac{4.78 - 0}{3.90} = 6.94 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.17 + \frac{4.78 - 0}{3.90} = -6.94 \text{ KN}$$

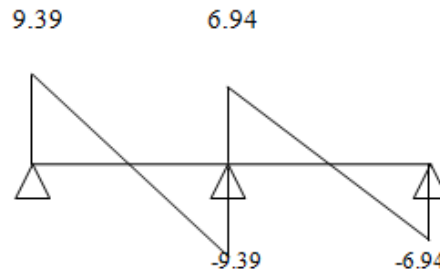
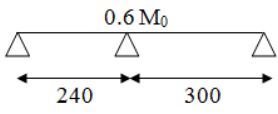


Figure III- 30 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.

✓ Type 1.2 :

Tableau III-15 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS(type 1.2).

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.40	3.01	0	1.80	2.26	5.02	5.11	-5.11
B-C	3.00	4.71	2.82	0	3.53	6.28	5.77	-5.77

✓ Travée de rive A-B :

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 2.26$$

✓ Travée de rive B-C :

$$M_t + \frac{M_w}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.53$$

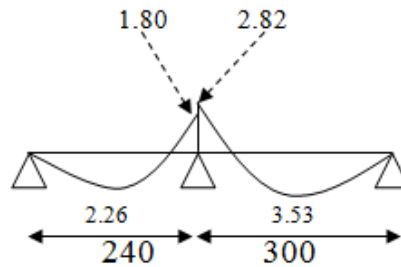


Figure III-31 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.2 à l'ELS.

✓ Calcul de l'effort tranchant :

➤ Travée de rive A-B :

$$T_0 = \frac{4.19 \times 2.4}{2} = 5.02 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 5.02 - \frac{0 - 1.80}{2.40} = 5.77 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.02 + \frac{0 - 1.80}{2.40} = -5.77 \text{ KN}$$

➤ Travée de rive B-C :

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.00}{2} = 6.28 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 6.28 - \frac{3.53 - 0}{3.00} = 5.11 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.28 + \frac{3.53 - 0}{3.00} = -5.11 \text{ KN}$$

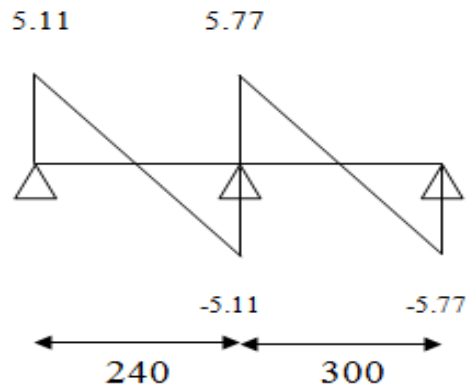


Figure III- 32 : Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELS.

✓ **Type 2**

Tableau III-16 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS(type 2).

Travée	$ \begin{array}{c} 0 \quad \geq 0.5M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.5M_0 \quad 0 \\ \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \\ \longleftarrow 350 \quad 390 \quad 390 \quad 350 \longrightarrow \end{array} $							
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.50	6.41	0	3.21	5.12	7.33	6.41	-6.41
B-C	3.90	7.96	3.98	3.20	4.77	8.17	8.31	-8.31
C-D	3.90	7.96	3.20	3.98	4.77	8.17	7.97	-7.97
D-E	3.50	6.41	3.21	0	5.12	7.33	8.25	-8.25

✓ **Travée A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.12$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 4.77$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 4.77$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.15$$

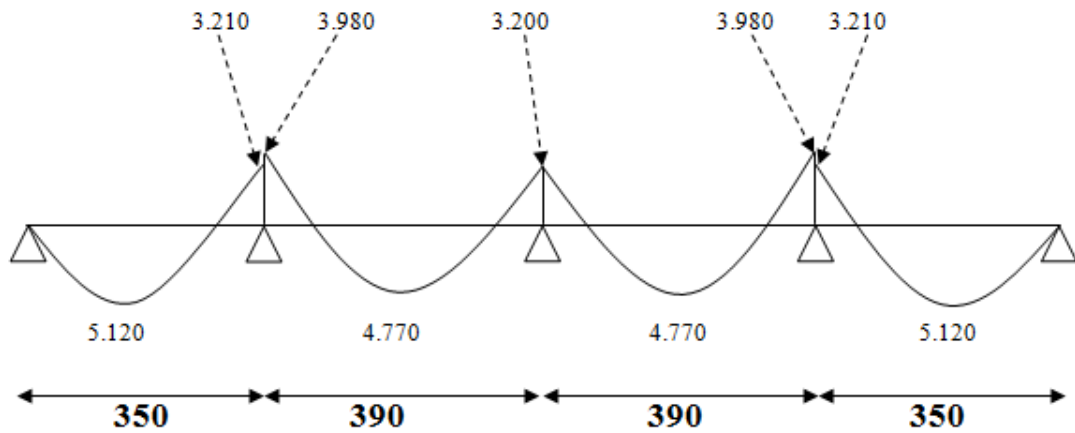


Figure III-33 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.5}{2} = 7.33 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 6.41 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.41 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.9}{2} = 8.17 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.37 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.37 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.9}{2} = 8.17 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 7.97 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.97 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive D-E :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.5}{2} = 7.33 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.25 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.25 \text{ KN}$$

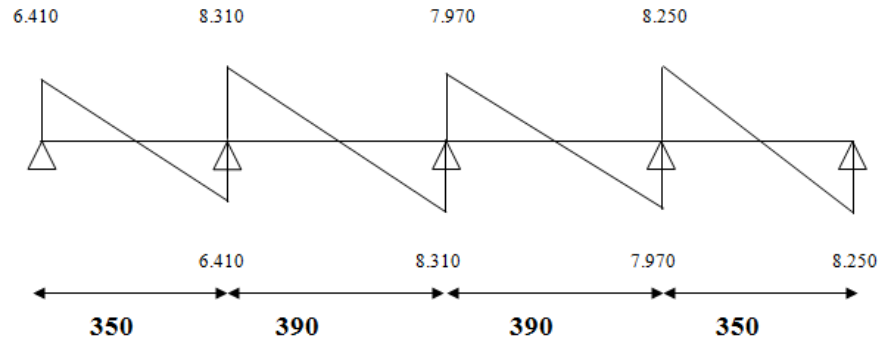


Figure III- 34 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.

✓ **Type 3 :**

Tableau III-17 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS(type 3).

Travée	$ \begin{array}{c} 0 \quad \geq 0.5M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.5M_0 \quad 0 \\ \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \\ \leftarrow 2.97 \quad 3.5 \quad 3.9 \quad 3.9 \quad 3.5 \quad 2.97 \rightarrow \end{array} $							
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.97	4.621	0	2.311	3.696	6.222	5.444	-5.444
B-C	3.50	6.416	3.208	2.566	3.851	7.333	7.654	-7.654
C-D	3.90	7.966	3.186	3.186	5.178	8.171	8.171	-8.171
D-E	3.90	7.966	3.186	3.186	5.178	8.171	8.171	-8.171
E-F	3.50	6.416	2.566	3.208	3.851	7.333	7.012	-7.012
F-G	2.97	4.621	2.311	0	3.696	6.222	7.378	-7.378

✓ **Travée A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.696$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.851$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.178$$

✓ **Travée D-E :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.178$$

✓ **Travée E-F :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.851$$

✓ **Travée F-G :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.696$$

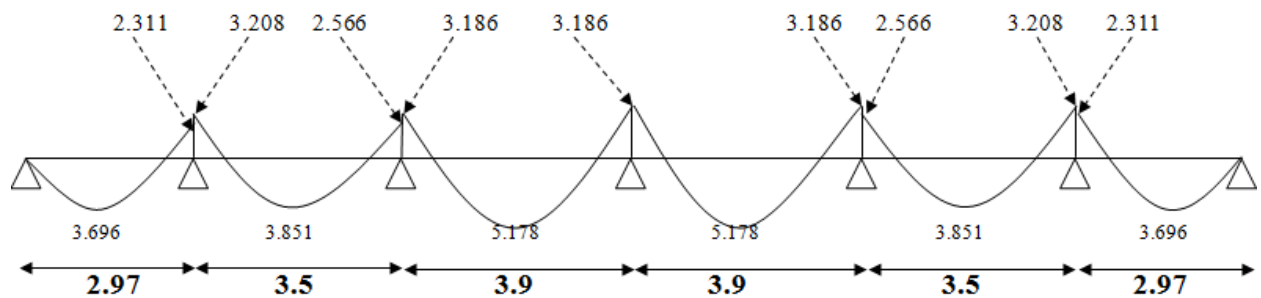


Figure III-35 : Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELS.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 2.97}{2} = 6.222 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 5.444 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.444 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.5}{2} = 7.333 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 7.654 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.654 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.9}{2} = 8.171 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.171 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.171 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive D-E :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.9}{2} = 8.171 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.171 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.171 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive E-F:**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 3.5}{2} = 7.333 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 7.012 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.012 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive F-G :**

$$T_0 = \frac{4.19 \times 2.97}{2} = 6.222 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 7.378 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.378 \text{ KN}$$

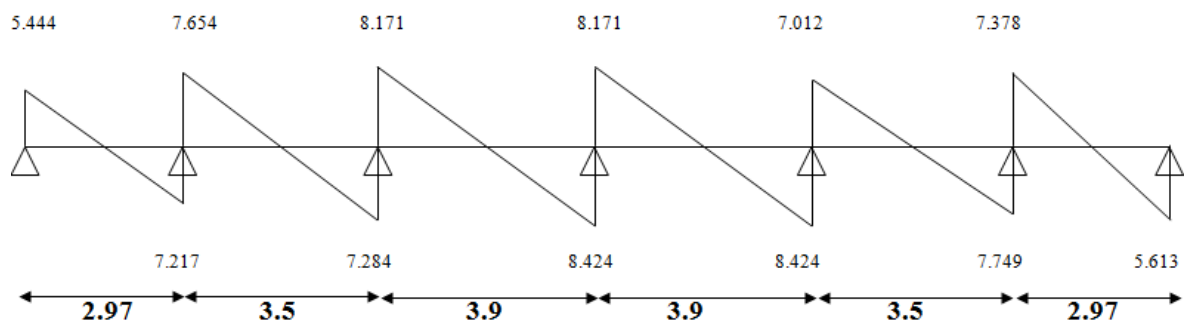


Figure III- 36 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS

Méthode de CAQUOT :

✓ **Type 4:**

Tableau III-18 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS(type 4).

Travée									
	l (m)	$l'(m) = 0.8 \times l$	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.97	2.97	4.621	0	-4.114	2.796	6.222	4.837	-4.837
B-C	3.50	2.80	6.416	-4.114	-3.032	2.855	7.333	7.641	-7.641
C-D	2.40	1.92	3.017	-3.032	-2.385	0.052	5.028	5.298	-5.298
D-E	3.00	2.40	4.714	-2.385	-2.385	2.329	6.285	6.285	-6.285
E-F	2.40	1.92	3.017	-2.385	-3.032	0.317	5.028	4.758	-4.758
F-G	3.50	2.80	6.416	-3.032	-4.114	2.854	7.333	7.024	-7.024
G-H	2.97	2.97	4.704	-4.114	0	2.792	6.222	7.607	-7.607

➤ **Moment sur appui :**

Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.19 \times 2.97^3 + 4.19 \times 2.80^3}{8.5(2.97 + 2.80)} = -4.114 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.19 \times 2.80^3 + 4.19 \times 1.92^3}{8.5(2.80 + 1.92)} = -3.032 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.19 \times 1.92^3 + 4.19 \times 2.40^3}{8.5(1.92 + 2.4)} = -2.385 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.19 \times 2.40^3 + 4.19 \times 1.92^3}{8.5(2.40 + 1.92)} = -2.385 \text{ KN.m}$$

$$M_f = -3.032 \text{ KN.m}$$

$$M_g = -4.114 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.97}{2} - \frac{(0 + 4.114)}{4.19 \times 2.97} = 1.15 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-4.114 + 3.032)}{4.19 \times 3.50} = 1.82 \text{ m}$$

$$X_{(3)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-3.032 + 2.385)}{4.19 \times 2.40} = 1.62 \text{ m}$$

$$X_{(4)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.00}{2} - \frac{(-2.385 + 2.385)}{4.19 \times 3.00} = 1.50 \text{ m}$$

$$X_{(5)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-2.385 + 3.032)}{4.19 \times 2.97} = 1.15 \text{ m}$$

$$X_{(6)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-3.032 + 4.114)}{4.19 \times 3.50} = 1.68 \text{ m}$$

$$X_{(7)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.97}{2} - \frac{(-4.114 + 0)}{4.19 \times 2.97} = 1.81 \text{ m}$$

Le moment maximal en travée :

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

✓ **Travée A-B :**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.15}{2} (2.97 - 1.15) = 4.384835$$

$$M_{t(x)} = 4.3884835 + 0 \times \left(1 - \frac{1.15}{2.97}\right) - 4.114 \times \frac{1.15}{2.97} = 2.796 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.82}{2} (3.50 - 1.82) = 6.4065672$$

$$M_{t(x)} = 6.406572 - 4.114 \left(1 - \frac{1.82}{3.50}\right) - 3.032 \times \frac{1.82}{3.50} = 2.855 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée C-D :**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.62}{2} (2.40 - 1.62) = 2.647242$$

$$M_{t(x)} = 2.647242 - 3.032 \times \left(1 - \frac{1.62}{2.40}\right) - 2.385 \times \frac{1.62}{2.40} = 0.052 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée D-E :**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.50}{2} (3.00 - 1.50) = 4.71375$$

$$M_{t(x)} = 4.71375 - 2.385 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.00}\right) - 2.385 \times \frac{1.50}{3.00} = 2.329 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée E-F**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.15}{2} (2.40 - 1.15) = 3.01155625$$

$$M_{t(x)} = 3.0115625 - 2.385 \times \left(1 - \frac{1.15}{2.40}\right) - 3.032 \times \frac{1.15}{2.40} = 0.317 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée F-G**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.68}{2} (3.50 - 1.68) = 6.405672$$

$$M_{t(x)} = 6.405672 - 3.032 \times \left(1 - \frac{1.68}{3.50}\right) - 4.114 \times \frac{1.68}{3.50} = 2.854 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée G-H**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.81}{2} (2.97 - 1.81) = 4.398662$$

$$M_{t(x)} = 4.398662 - 4.114 \times \left(1 - \frac{1.81}{2.97}\right) - 0 \times \frac{1.81}{2.97} = 2.792 \text{ KN.m}$$

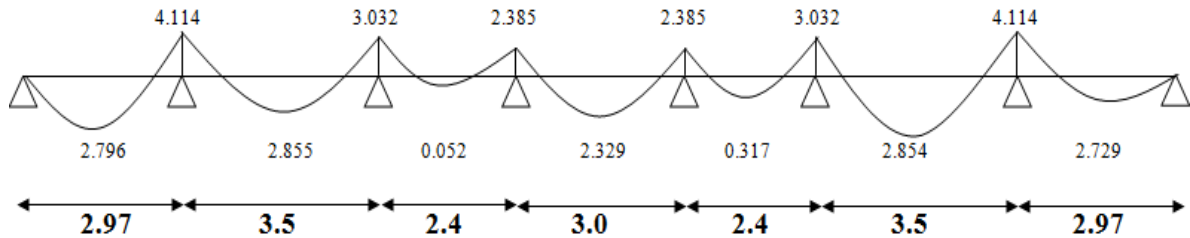


Figure III-37 : Diagramme de moment de poutrelle type 4 à l'ELS.

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

✓ **Travée A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 2.97}{2} = 6.222 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.222 - \frac{0 - (-4.114)}{2.97} = 4.837 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.222 + \frac{0 - (-4.114)}{2.97} = -4.837 \text{ KN}$$

✓ **Travée B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 3.50}{2} = 7.333 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.333 - \frac{(-4.114 - (-3.032))}{3.50} = 7.641 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.333 + \frac{(-4.114 - (-3.032))}{3.50} = -7.641 \text{ KN}$$

✓ **Travée C-D :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 2.40}{2} = 5.028 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.028 - \frac{(-3.032 - (-2.385))}{2.40} = 5.298 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.028 + \frac{(-3.032 - (-2.385))}{2.40} = -5.298 \text{ KN}$$

✓ **Travée D-E :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 3.00}{2} = 6.285 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.285 - \frac{(-2.385 - 2.385)}{3.00} = 6.285 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.285 + \frac{(-2.385 - (-2.385))}{3.00} = -6.285 \text{ KN}$$

✓ Travée E-F :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 2.40}{2} = 5.028 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.028 - \frac{(-2.385 - (-3.032))}{2.40} = 4.758 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.028 + \frac{(-2.385 - (-3.032))}{2.40} = -4.758 \text{ KN}$$

✓ Travée F-G :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 3.50}{2} = 7.333 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.333 - \frac{(-3.032 - (-4.114))}{3.50} = 7.024 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.333 + \frac{(-3.032 - (-4.114))}{3.50} = -7.024 \text{ KN}$$

✓ Travée G-H :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 2.97}{2} = 6.222 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.222 - \frac{(-4.114 - 0)}{2.97} = 7.607 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.222 + \frac{(-4.114 - 0)}{3.50} = -7.607 \text{ KN}$$

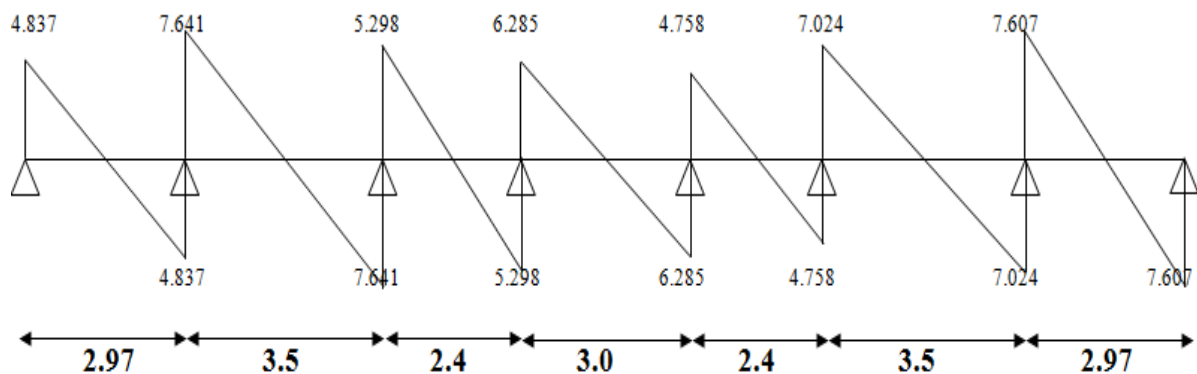
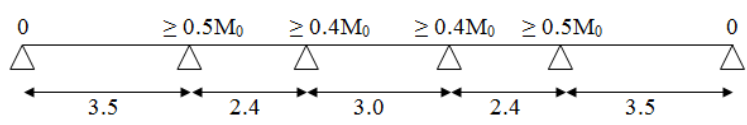


Figure III- 38 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELS

✓ **Type 5 :****Tableau III-19 :** Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS (type 5).

Travée									
	L (m)	$l'(m) = 0.8 \times l$	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.50	3.50	6.416	0	-4.543	4.346	7.333	6.035	-6.035
B-C	2.40	1.92	3.017	-4.543	-2.385	-0.351	5.028	5.927	-5.927
C-D	3.00	2.40	4.714	-2.385	-2.385	2.329	6.285	6.285	-6.285
D-E	2.40	1.92	3.017	-2.385	-4.543	-0.355	5.028	4.129	-4.129
E-F	3.50	3.50	6.416	-4.543	0	4.346	7.333	8.631	-8.631

➤ **Moment sur appui :**

Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.19 \times 3.50^3 + 4.19 \times 1.92^3}{8.5(3.50 + 1.92)} = -4.543 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.19 \times 1.92^3 + 4.19 \times 2.40^3}{8.5(1.92 + 2.40)} = -2.385 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.19 \times 2.40^3 + 4.19 \times 1.92^3}{8.5(2.40 + 1.92)} = -2.385 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.19 \times 1.92^3 + 4.19 \times 3.50^3}{8.5(1.92 + 3.50)} = -4.543 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(0 + 4.543)}{4.19 \times 3.50} = 1.44 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-4.543 + 2.385)}{4.19 \times 2.40} = 1.41 \text{ m}$$

$$X_{(3)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.00}{2} - \frac{(-2.385 + 2.385)}{4.19 \times 3.00} = 1.50 \text{ m}$$

$$X_{(4)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-2.385 + 4.543)}{4.19 \times 3.00} = 1.03 \text{ m}$$

$$X_{(5)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-4.543 + 0)}{4.19 \times 3.50} = 2.06 \text{ m}$$

Le moment maximal en travée :

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

✓ **Travée A-B :**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.44}{2} (3.50 - 1.44) = 6.214608$$

$$M_{t(x)} = 6.214608 + 0 \times \left(1 - \frac{1.44}{3.50}\right) - 4.543 \times \frac{1.44}{3.50} = 4.346 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C :**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.41}{2} (2.40 - 1.41) = 2.9244105$$

$$M_{t(x)} = 2.9244105 - 4.543 \times \left(1 - \frac{1.41}{2.40}\right) - 2.385 \times \frac{1.41}{2.40} = -0.351 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée C-D :**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.50}{2} (3.00 - 1.50) = 4.71375$$

$$M_{t(x)} = 4.71375 - 2.385 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.00}\right) - 2.385 \times \frac{1.50}{3.00} = 2.329 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée D-E :**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{1.03}{2} (2.40 - 1.03) = 2.9562545$$

$$M_{t(x)} = 2.9562545 - 2.385 \times \left(1 - \frac{1.03}{2.40}\right) - 4.543 \times \frac{1.03}{2.40} = -0.355 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée E-F :**

$$\mu_x = 4.19 \times \frac{2.06}{2} (3.50 - 2.06) = 6.214608$$

$$M_{t(x)} = 6.214608 - 4.543 \times \left(1 - \frac{2.06}{3.50}\right) - 0 \times \frac{2.06}{2.40} = 4.346 \text{ KN.m}$$

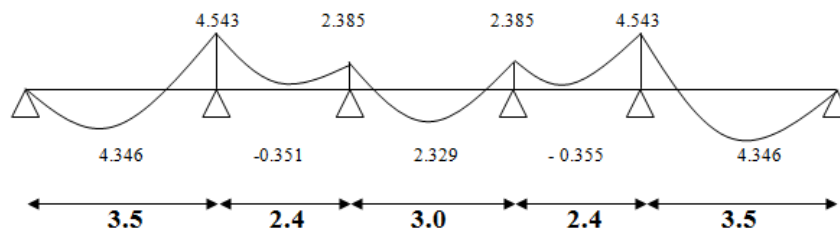


Figure III-39 : Diagramme de moment de poutrelle type 5 à l'ELS.

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

✓ **Travée A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 3.50}{2} = 7.333 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.333 - \frac{0 - (-4.543)}{3.50} = 6.035 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.333 + \frac{0 - (-4.543)}{3.50} = -6.035 \text{ KN}$$

✓ Travée B-C :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 2.40}{2} = 5.028 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.028 - \frac{(-4.543 - (-2.385))}{2.40} = 5.927 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.028 + \frac{(-4.543 - (-2.385))}{2.40} = -5.927 \text{ KN}$$

✓ Travée C-D :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 3.00}{2} = 6.285 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.285 - \frac{(-2.385 - (-2.385))}{3.00} = 6.285 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.285 + \frac{(-2.385 - (-2.385))}{3.00} = -6.285 \text{ KN}$$

✓ Travée D-E :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 2.40}{2} = 5.028 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.028 - \frac{(-2.385 - (-4.543))}{2.40} = 4.129 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.028 + \frac{(-2.385 - (-4.543))}{2.40} = -4.129 \text{ KN}$$

✓ Travée E-F :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.19 \times 3.50}{2} = 7.333 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.333 - \frac{(-4.543 - 0)}{3.50} = 8.631 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.333 + \frac{(-4.543 - 0)}{3.50} = -8.631 \text{ KN}$$

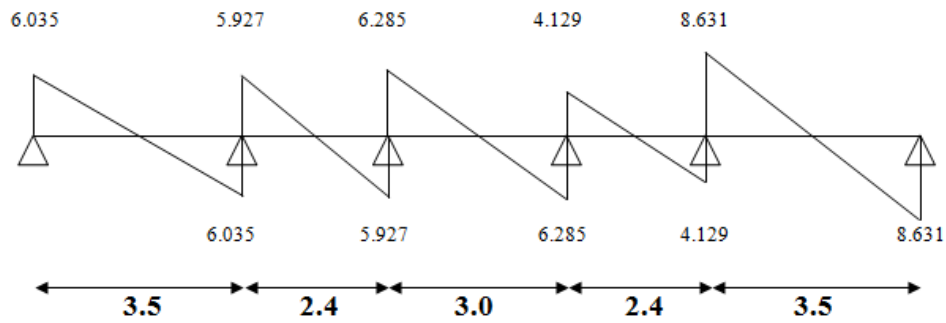


Figure III- 40 : Diagramme d'effort tranchant type 5 à l'ELS

III.6.1.3.2. Plancher étage courant :

A. Calcul des moment :

✓ A l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

✓ Type 1.1 :

Tableau III-20 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 1.1).

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.90	11.37	0	6.822	8.528	11.66	13.41	-13.41
B-C	3.90	11.37	6.822	0	8.528	11.21	9.91	-9.91

✓ Travée de rive A-B :

$$M_t + \frac{0.6M_0}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 8.201$$

✓ Travée de rive B-C :

$$M_t + \frac{0.6M_0}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 8.201$$

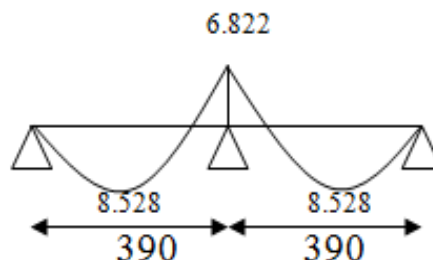


Figure III-41 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.1 à l'ELU.

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.9}{2} = 11.66 \text{ KN}$$

➤ Travée de rive A-B :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 11.66 - \frac{0 - 6.822}{3.90} = 13.41 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.66 + \frac{0 - 6.822}{3.90} = -13.41 \text{ KN}$$

➤ Travée de rive B-C :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 11.66 - \frac{6.822 - 0}{3.90} = 9.91 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.66 + \frac{6.822 - 0}{3.90} = -9.91 \text{ KN}$$

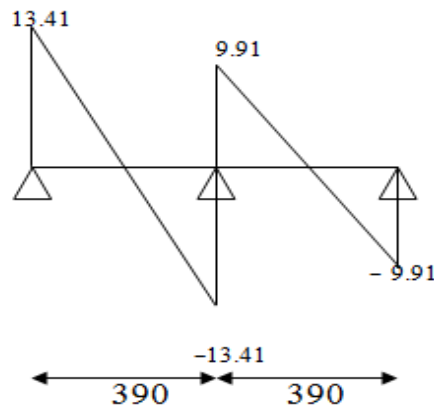
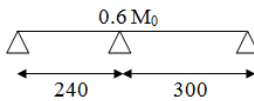


Figure III- 42: Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELU.

✓ Type 1.2 :

Tableau III-21 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 1.2).

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.40	4.31	0	2.58	3.23	7.18	8.26	-8.26
B-C	3.00	6.73	4.04	0	5.05	8.67	7.62	-7.62

✓ Travée A-B :

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.23$$

✓ Travée B-C :

$$M_t + \frac{M_w}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.05$$

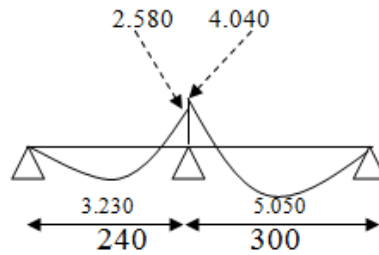


Figure III-43 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.2 à l'ELU.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée A-B :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 2.4}{2} = 7.18 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 7.18 - \frac{0 - 2.58}{2.40} = 8.26 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.18 + \frac{0 - 2.58}{2.40} = -8.26 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.00}{2} = 8.97 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.97 - \frac{4.04 - 0}{3.00} = 7.62 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.97 + \frac{4.04 - 0}{3.00} = -7.62 \text{ KN}$$

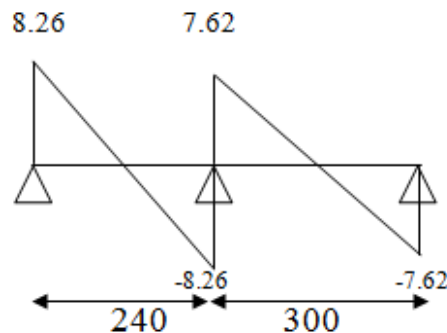


Figure III- 44 : Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELU.

✓ **Type 2 :**

Tableau III-22 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 2).

Travée	
---------------	--

	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.50	9.16	0	4.580	7.328	10.47	11.31	-11.31
B-C	3.90	11.37	5.685	4.548	6.822	11.66	11.37	-11.37
C-D	3.90	11.37	4.548	5.685	6.822	11.66	11.95	-11.95
D-E	3.50	9.16	4.580	0	7.328	10.47	8.88	-8.88

✓ **Travée A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 7.328$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 6.822$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 6.822$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 7.328$$

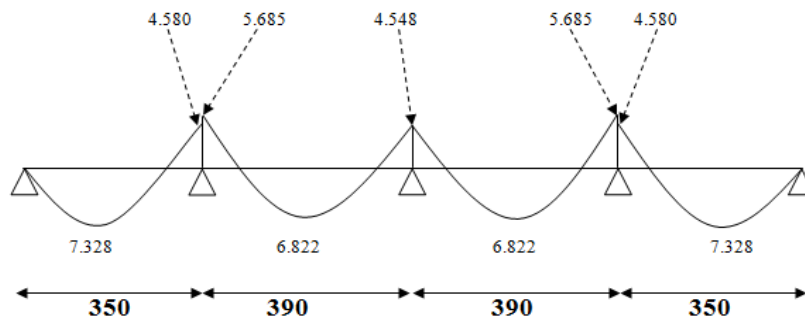


Figure III-45 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.5}{2} = 10.47 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 11.31 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.31 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.9}{2} = 11.66 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 11.37 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.37 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.9}{2} = 11.66 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 11.95 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.95 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive D-E :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.5}{2} = 10.47 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.88 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.88 \text{ KN}$$

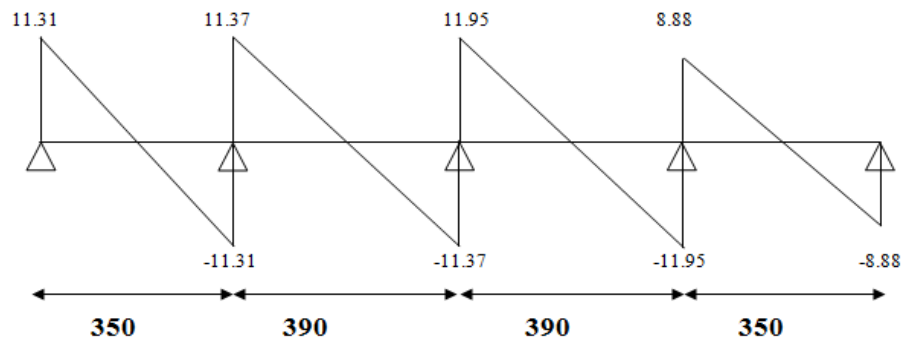


Figure III- 46 : Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELU.

✓ **Type 3 :**

Tableau III-23 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 3).

Travée	$ \begin{array}{c} 0 \quad \geq 0.5M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.5M_0 \quad 0 \\ \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \\ \leftarrow 2.97 \quad 3.5 \quad 3.9 \quad 3.9 \quad 3.5 \quad 2.97 \rightarrow \end{array} $							
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.97	6.60	0	3.30	5.28	8.88	9.99	-9.99
B-C	3.50	9.16	4.58	3.66	5.50	10.47	10.20	-10.20
C-D	3.90	11.37	4.55	4.55	7.39	11.66	11.66	-11.66

D-E	3.90	11.37	4.55	4.55	7.39	11.66	11.66	-11.66
E-F	3.50	9.16	3.66	4.58	5.50	10.47	10.73	-10.73
F-G	2.97	6.60	3.30	0	5.28	8.88	7.70	-7.70

✓ **Travée A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.28$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.50$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 7.39$$

✓ **Travée D-E :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 7.39$$

✓ **Travée E-F :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.50$$

✓ **Travée F-G :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.28$$

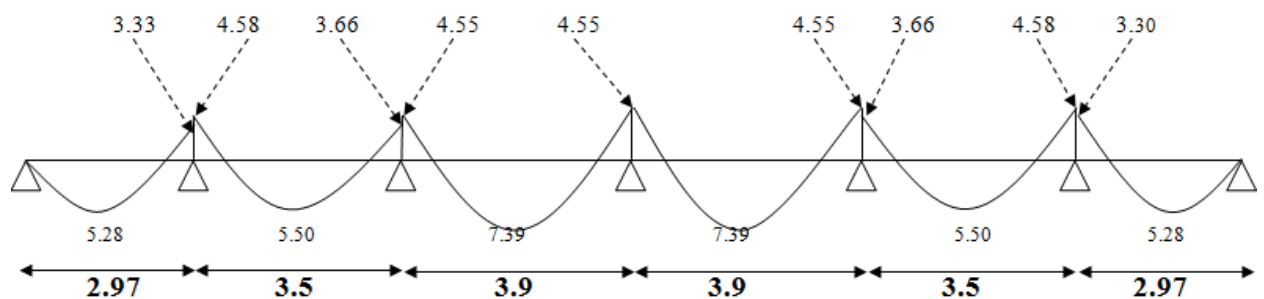


Figure III-47 : Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELU.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 2.97}{2} = 8.88 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 9.99 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.99 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.5}{2} = 10.47 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.20 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.20 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.9}{2} = 11.66 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 11.66 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.66 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive D-E :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.9}{2} = 11.66 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 11.66 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -11.66 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive E-F:**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 3.5}{2} = 10.47 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.73 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.73 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive F-G :**

$$T_0 = \frac{5.98 \times 2.97}{2} = 8.88 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.70 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.70 \text{ KN}$$

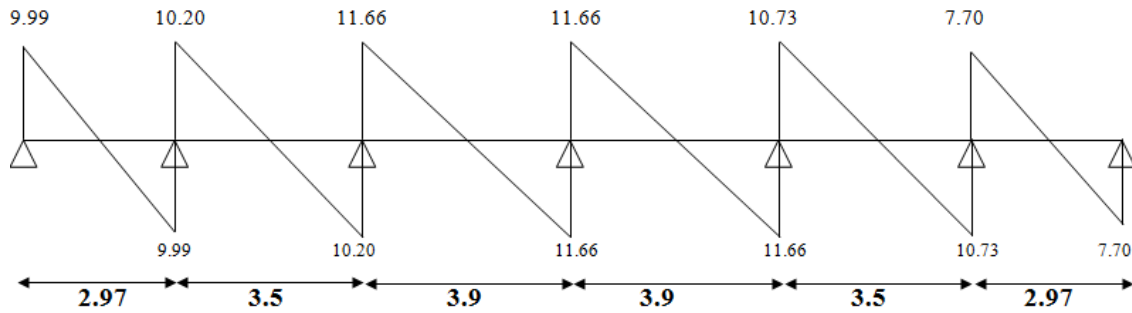


Figure III- 48 : Diagramme d'effort tranchant type 3 à l'ELU.

Méthode de CAQUOT :

✓ Type 4 :

Tableau III-24 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 4).

Travée									
	l (m)	$l'(m) = 0.8 \times l$	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.97	2.97	6.594	0	-5.871	3.985	8.880	6.904	-6.904
B-C	3.50	2.80	9.157	-5.871	-4.327	4.074	10.465	10.906	-10.906
C-D	2.40	1.92	4.306	-4.327	-3.404	0.452	7.176	7.561	-7.561
D-E	3.00	2.40	6.728	-3.404	-3.404	4.074	8.970	8.970	-8.970
E-F	2.40	1.92	4.306	-3.404	-4.327	0.452	7.176	6.791	-6.791
F-G	3.50	2.80	9.157	-4.327	-5.871	4.074	10.465	10.024	-10.024
G-H	2.97	2.97	6.594	-5.871	0	3.985	8.880	10.857	-10.857

➤ **Moment sur appui :****Moment sur appui de rive :** on considère $M_a = M_L = 0$ **Moment sur appui intermédiaire :**

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{5.98 \times 2.97^3 + 5.98 \times 2.80^3}{8.5(2.97^3 + 2.80^3)} = -5.871 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{5.98 \times 2.80^3 + 5.98 \times 1.92^3}{8.5(2.80^3 + 1.92^3)} = -4.327 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{5.98 \times 1.92^3 + 5.98 \times 2.40^3}{8.5(1.92^3 + 2.40^3)} = -3.404 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{5.98 \times 2.40^3 + 5.98 \times 1.92^3}{8.5(2.40^3 + 1.92^3)} = -3.404 \text{ KN.m}$$

$$M_f = -4.327 \text{ KN.m}$$

$$M_g = -5.871 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

❖ **Moment de flexion maximal en travée :**

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$\begin{aligned}
 X_{(1)} &= \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.97}{2} - \frac{(0 + 5.871)}{5.98 \times 2.97} = 1.16 \text{ m} \\
 X_{(2)} &= \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-5.871 + 4.327)}{5.98 \times 3.50} = 1.82 \text{ m} \\
 X_{(3)} &= \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-4.327 + 3.404)}{5.98 \times 2.40} = 1.26 \text{ m} \\
 X_{(4)} &= \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.00}{2} - \frac{(-3.404 + 3.404)}{5.98 \times 3.00} = 1.50 \text{ m} \\
 X_{(5)} &= \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-3.404 + 4.327)}{5.98 \times 2.97} = 1.15 \text{ m} \\
 X_{(6)} &= \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-4.324 + 5.871)}{5.98 \times 3.50} = 1.68 \text{ m} \\
 X_{(7)} &= \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.97}{2} - \frac{(-5.871 + 0)}{5.98 \times 2.97} = 1.82 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Le moment maximal en travée :

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

✓ **Travée A-B :**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.16}{2} (2.97 - 1.16) = 6.277804$$

$$M_{t(x)} = 6.277804 + 0 \times \left(1 - \frac{1.16}{2.97}\right) - 5.871 \times \frac{1.16}{2.97} = 3.985 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.82}{2} (3.50 - 1.82) = 9.142224$$

$$M_{t(x)} = 9.142224 - 5.871 \times \left(1 - \frac{1.82}{3.50}\right) - 4.327 \times \frac{1.82}{3.50} = 4.074 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée C-D :**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.26}{2} (2.40 - 1.26) = 4.294836$$

$$M_{t(x)} = 4.294836 - 4.327 \times \left(1 - \frac{1.26}{2.40}\right) - 3.404 \times \frac{1.26}{2.40} = 0.452 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée D-E :**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.50}{2} (3.00 - 1.50) = 6.7275$$

$$M_{t(x)} = 6.7275 - 3.404 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.00}\right) - 3.404 \times \frac{1.50}{3.00} = 3.324 \text{ KN.m}$$

✓ Travée E-F :

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.15}{2} (2.40 - 1.15) = 4.298125$$

$$M_{t(x)} = 4.298125 - 3.404 \times \left(1 - \frac{1.15}{2.40}\right) - 4.327 \times \frac{1.15}{2.40} = 0.452 \text{ KN.m}$$

✓ Travée F-G

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.68}{2} (3.50 - 1.68) = 9.142224$$

$$M_{t(x)} = 9.142224 - 4.327 \times \left(1 - \frac{1.68}{3.50}\right) - 5.871 \times \frac{1.68}{3.50} = 4.074 \text{ KN.m}$$

✓ Travée G-H

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.82}{2} (2.97 - 1.82) = 6.25807$$

$$M_{t(x)} = 6.25807 - 5.871 \times \left(1 - \frac{1.82}{2.97}\right) - 0 \times \frac{1.82}{2.97} = 3.985 \text{ KN.m}$$

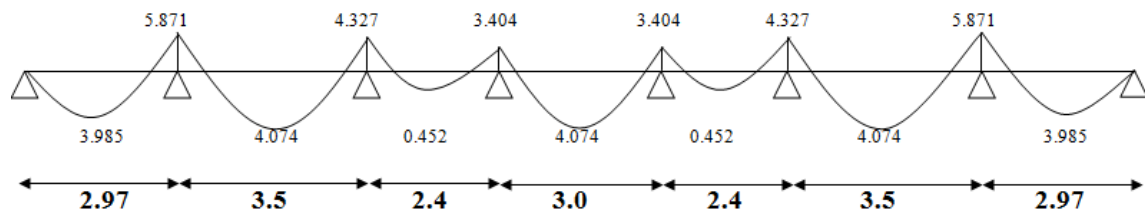


Figure III-49 : Diagramme de moment de poutrelle type 4 à l'ELU.

➤ Calcul de l'effort tranchant :

✓ Travée A-B :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 2.97}{2} = 8.880 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.880 - \frac{0 - (-5.871)}{2.97} = 6.904 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.880 + \frac{0 - (-5.871)}{2.97} = -6.904 \text{ KN}$$

✓ Travée B-C :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 3.50}{2} = 10.465 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.465 - \frac{(-5.871 - (-4.327))}{3.50} = 10.906 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.465 + \frac{(-5.871 - (-4.327))}{3.50} = -10.906 \text{ KN}$$

✓ Travée C-D :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 2.40}{2} = 7.176 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.176 - \frac{(-4.327 - (-3.404))}{2.40} = 7.561 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.176 + \frac{(-4.327 - (-3.404))}{2.40} = -7.561 \text{ KN}$$

✓ Travée D-E :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 3.00}{2} = 8.970 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.970 - \frac{(-3.404 - (-3.404))}{3.00} = 8.970 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.970 + \frac{(-3.404 - (-3.404))}{3.50} = -8.970 \text{ KN}$$

✓ Travée E-F :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 2.40}{2} = 7.176 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.176 - \frac{(-3.404 - (-4.327))}{2.40} = 6.791 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.176 + \frac{(-3.404 - (-4.327))}{2.40} = -6.791 \text{ KN}$$

✓ Travée F-G :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 3.50}{2} = 10.465 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.465 - \frac{(-4.327 - (-5.871))}{3.50} = 10.024 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.465 + \frac{(-4.327 - (-5.871))}{3.50} = -10.024 \text{ KN}$$

✓ Travée G-H :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 2.97}{2} = 8.880 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.880 - \frac{(-5.871 - 0)}{2.97} = 10.857 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.880 + \frac{(-5.871 - 0)}{3.50} = -10.857 \text{ KN}$$

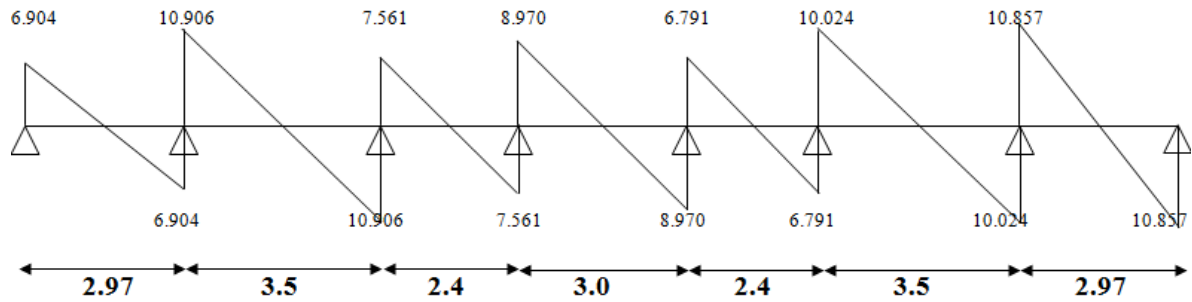


Figure III- 50 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELU

✓ Type 5 :

Tableau III-25 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELU (type 5)

Travée	$ \begin{array}{c} 0 \qquad \qquad \geq 0.5M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.5M_0 \quad 0 \\ \triangle \qquad \triangle \qquad \triangle \qquad \triangle \qquad \triangle \qquad \triangle \\ \longleftarrow 3.5 \qquad 2.4 \qquad 3.0 \qquad 2.4 \qquad 3.5 \longrightarrow \end{array} $								
	l (m)	$l'(m) = 0.8 \times l$	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.50	3.50	9.157	0	-6.484	6.202	10.465	12.318	-12.318
B-C	2.40	1.92	4.306	-6.484	-3.404	1.504	7.176	8.459	-8.459
C-D	3.00	2.40	6.728	-3.404	-3.404	3.324	8.970	8.970	-8.970
D-E	2.40	1.92	4.306	-3.404	-6.484	-0.507	7.176	5.893	-5.893
E-F	3.50	3.50	9.157	-6.484	0	6.202	10.465	12.246	-12.246

➤ Moment sur appui :

Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

Moment sur appui intermédiaire :

$$\begin{aligned}
 M_a &= -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} \\
 M_b &= -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{5.98 \times 3.50^3 + 5.98 \times 1.92^3}{8.5(3.50 + 1.92)} = -6.484 \text{ KN.m} \\
 M_c &= -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{5.98 \times 1.92^3 + 5.98 \times 2.40^3}{8.5(1.92 + 2.40)} = -3.404 \text{ KN.m} \\
 M_d &= -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{5.98 \times 2.40^3 + 5.98 \times 1.92^3}{8.5(2.40 + 1.92)} = -3.404 \text{ KN.m} \\
 M_e &= -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{5.98 \times 1.92^3 + 5.98 \times 3.50^3}{8.5(1.92 + 3.50)} = -6.484 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

➤ Moment sur travée :

Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(0 + 6.484)}{5.98 \times 3.50} = 1.44 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-6.484 + 3.404)}{5.98 \times 2.40} = 1.42 \text{ m}$$

$$X_{(3)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.00}{2} - \frac{(-3.404 + 3.404)}{5.98 \times 3.00} = 1.50 \text{ m}$$

$$X_{(4)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-3.404 + 6.484)}{5.98 \times 3.00} = 1.03 \text{ m}$$

$$X_{(5)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-6.484 + 0)}{5.98 \times 3.50} = 2.06 \text{ m}$$

Le moment maximal en travée :

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

✓ **Travée A-B :**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.44}{2} (3.50 - 1.44) = 8.869536$$

$$M_{t(x)} = 8.869536 + 0 \times \left(1 - \frac{1.44}{3.50}\right) - 6.484 \times \frac{1.44}{3.50} = 6.202 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.42}{2} (2.40 - 1.42) = 6.2018331443$$

$$M_{t(x)} = 6.2018331443 - 6.484 \times \left(1 - \frac{1.42}{2.40}\right) - 3.404 \times \frac{1.42}{2.40} = 1.540 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée C-D :**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.50}{2} (3.00 - 1.50) = 6.7275$$

$$M_{t(x)} = 6.7275 - 3.404 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.00}\right) - 3.404 \times \frac{1.50}{3.00} = 3.324 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée D-E :**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{1.03}{2} (2.40 - 1.03) = 4.219189$$

$$M_{t(x)} = 4.219189 - 3.404 \times \left(1 - \frac{1.03}{2.40}\right) - 6.484 \times \frac{1.03}{2.40} = -0.507 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée E-F**

$$\mu_x = 5.98 \times \frac{2.06}{2} (3.50 - 2.06) = 8.869536$$

$$M_{t(x)} = 8.869536 - 6.484 \times \left(1 - \frac{2.06}{3.50}\right) - 0 \times \frac{2.06}{2.40} = 6.202 \text{ KN.m}$$

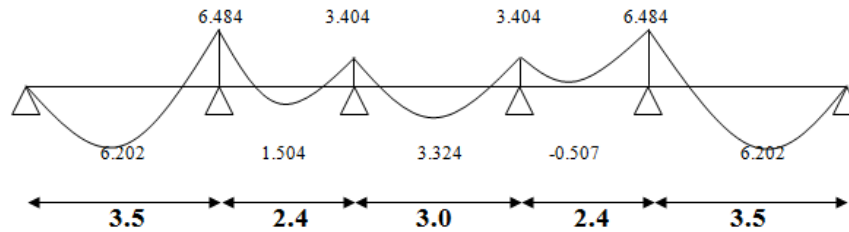


Figure III-51 : Diagramme de moment de poutrelle type 5 à l'ELU.

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

✓ **Travée A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 3.50}{2} = 10.465 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.465 - \frac{0 - (-6.484)}{3.50} = 12.318 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.465 + \frac{0 - (-6.484)}{3.50} = -12.318 \text{ KN}$$

✓ **Travée B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 2.40}{2} = 7.176 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.176 - \frac{(-6.484 - (-3.404))}{2.40} = 8.459 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.176 + \frac{(-6.484 - (-3.404))}{2.40} = -8.459 \text{ KN}$$

✓ **Travée C-D :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 3.00}{2} = 8.970 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.970 - \frac{(-3.404 - (-3.404))}{3.00} = 8.970 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.970 + \frac{(-3.404 - (-3.404))}{3.00} = -8.970 \text{ KN}$$

✓ **Travée D-E :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 2.40}{2} = 7.176 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.176 - \frac{(-3.404 - (-6.484))}{2.40} = 5.893 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.176 + \frac{(-3.404 - (-6.484))}{2.40} = -5.893 \text{ KN}$$

✓ Travée E-F :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{5.98 \times 3.50}{2} = 10.465 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 10.465 - \frac{(-6.235 - 0)}{3.50} = 12.246 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -10.465 + \frac{(-6.235 - 0)}{3.50} = -12.246 \text{ KN}$$

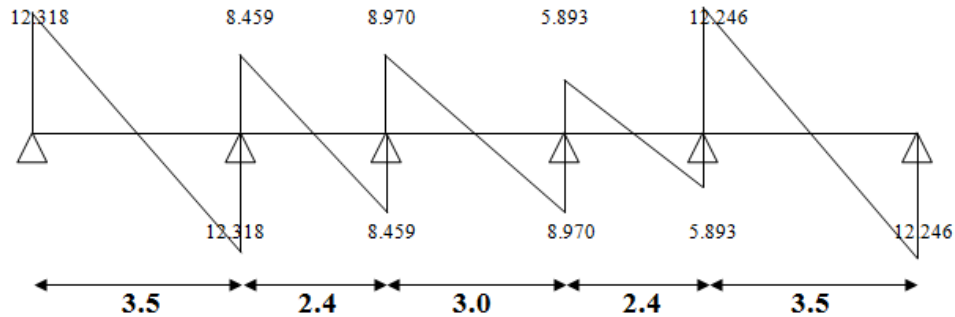


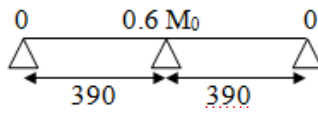
Figure III- 52 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELU.

✓ A l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

✓ Type 1.1 :

Tableau III-26 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 1.1)

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.90	8.21	0	4.926	6.145	8.424	9.687	-9.687
B-C	3.90	8.21	4.926	0	6.145	8.424	7.161	-7.161

✓ Travée de rive A-B :

$$M_t + \frac{0.6M_0}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 6.145$$

✓ Travée de rive B-C :

$$M_t + \frac{0.6M_0}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 6.145$$

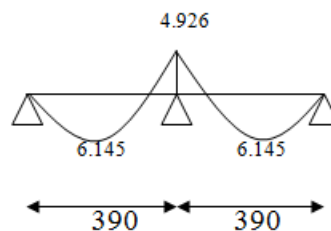


Figure III-53 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.1 à l'ELS.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.9}{2} = 8.424 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.424 - \frac{0 - 4.926}{3.90} = 9.687 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.424 + \frac{0 - 4.926}{3.90} = -9.687 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 8.424 - \frac{4.926 - 0}{3.90} = 7.161 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.424 + \frac{4.926 - 0}{3.90} = -7.161 \text{ KN}$$

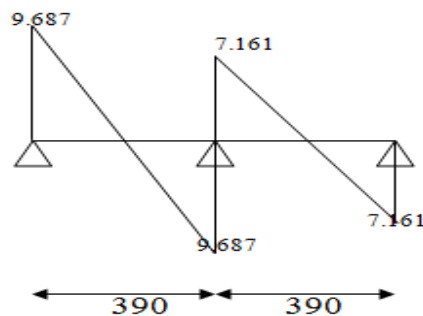
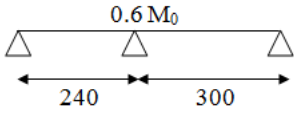


Figure III- 54 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.

✓ **Type 1.2**

Tableau III-27 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 1.2)

Travée								
	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.40	3.110	0	1.866	2.333	5.184	5.962	-5.962
B-C	3.00	4.860	2.916	0	3.645	6.480	5.508	-5.508

✓ **Travée de rive A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 2.333$$

✓ **Travée de rive B-C :**

$$M_t + \frac{M_w}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.645$$

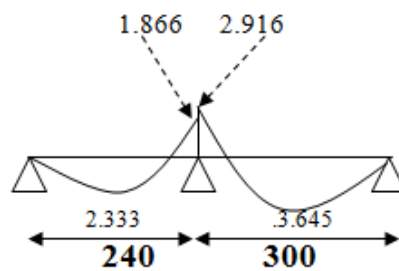


Figure III-55 : Diagramme de moment de poutrelle type 1.2 à l'ELS.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 2.4}{2} = 5.184 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.184 - \frac{0 - 1.866}{2.40} = 5.962 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.184 + \frac{0 - 1.866}{2.40} = -5.962 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.00}{2} = 6.480 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.480 - \frac{2.916 - 0}{3.00} = 5.508 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.480 + \frac{2.916 - 0}{3.00} = -5.508 \text{ KN}$$

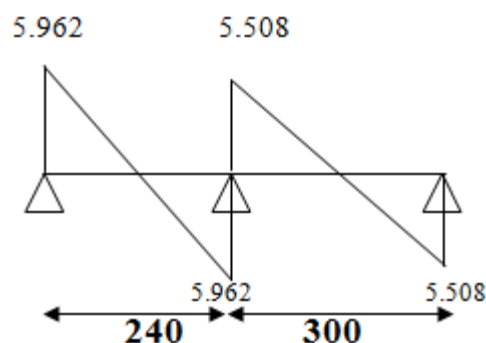


Figure III- 56 : Diagramme d'effort tranchant type 1.1 à l'ELS.

✓ **Type 2 :**

Tableau III-28 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 2)

Travée	
---------------	--

	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.50	6.615	0	3.308	5.292	7.560	8.505	-8.505
B-C	3.90	8.213	4.107	3.285	4.928	8.424	8.213	-8.213
C-D	3.90	8.213	3.285	4.107	4.928	8.424	8.630	-8.630
D-E	3.50	6.615	3.308	0	5.292	7.560	5.906	-5.906

✓ **Travée A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.292$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 4.928$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 4.928$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.292$$

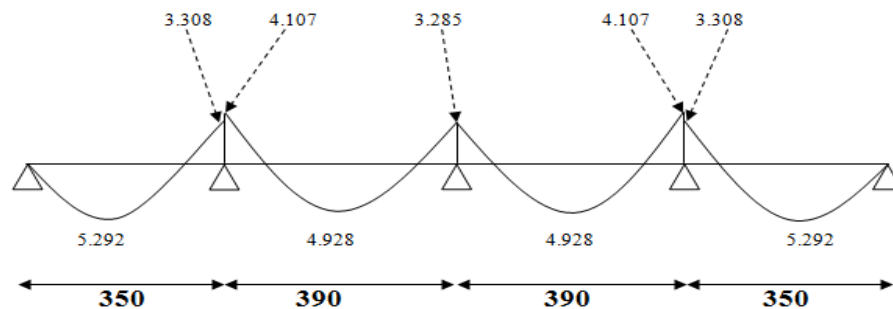


Figure III-57 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.5}{2} = 7.560 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.505 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.505 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.9}{2} = 8.424 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.213 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.213 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.9}{2} = 8.424 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.63 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.63 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive D-E :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.5}{2} = 7.560 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.906 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.906 \text{ KN}$$

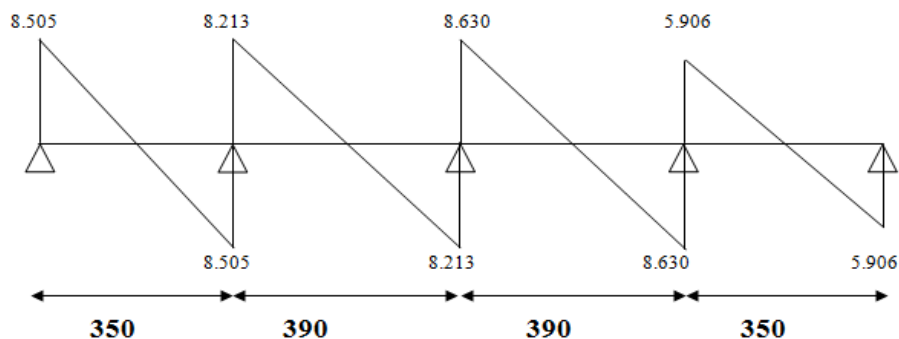


Figure III- 58 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.

✓ **Type 3 :**

Tableau III-29 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 3)

Travée	$ \begin{array}{c} 0 \quad \geq 0.5M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.5M_0 \quad 0 \\ \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \quad \triangle \\ \longleftarrow 2.97 \quad 3.5 \quad 3.9 \quad 3.9 \quad 3.5 \quad 2.97 \longrightarrow \end{array} $							
	$l \text{ (m)}$	$M_{0u} \text{ (KN.m)}$	$M_w \text{ (KN.m)}$	$M_e \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$T_0 \text{ (KN)}$	$T_w \text{ (KN)}$	$T_e \text{ (KN)}$
A-B	2.97	4.763	0	2.382	3.810	6.415	7.217	-7.217
B-C	3.50	6.615	3.308	2.646	4.469	7.560	7.284	-7.284
C-D	3.90	8.213	3.285	3.285	5.339	8.424	8.424	-8.424

D-E	3.90	8.213	3.285	3.285	5.339	8.424	8.613	-8.613
E-F	3.50	6.615	2.646	3.308	4.469	7.560	7.749	-7.749
F-G	2.97	4.763	2.382	0	3810	6.415	5.613	-5.613

✓ **Travée A-B :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.810$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 4.469$$

✓ **Travée C-D :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.339$$

✓ **Travée D-E :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 5.339$$

✓ **Travée E-F :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 4.469$$

✓ **Travée F-G :**

$$M_t + \frac{M_e}{2} \geq [1.05M_0] \rightarrow M_t \geq 3.810$$

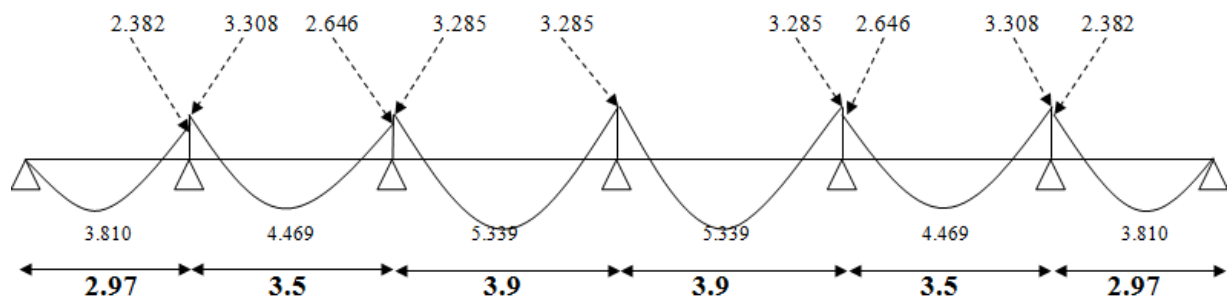


Figure III-59 : Diagramme de moment de poutre type 3 à l'ELS.

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 2.97}{2} = 6.415 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.217 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.217 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.5}{2} = 7.560 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.284 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.284 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.9}{2} = 8.424 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.424 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.424 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive D-E :**

$$T_0 = \frac{4.32 \times 3.9}{2} = 8.424 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.613 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.613 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive E-F :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 3.5}{2} = 7.560 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.749 \text{ KN}$$

$$T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.749 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive F-G :**

$$T_0 = \frac{5.75 \times 2.97}{2} = 6.415 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.613 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.613 \text{ KN}$$

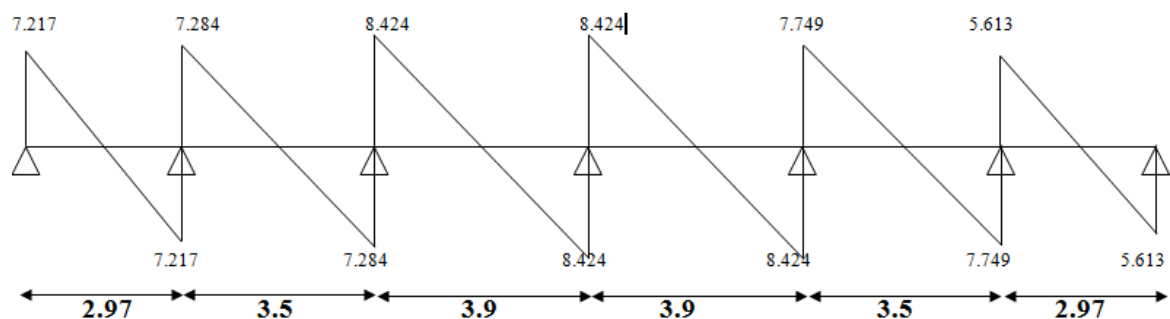
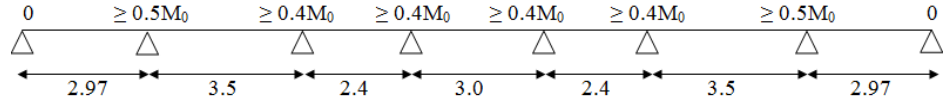


Figure III- 60 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS

Méthode de CAQUOT :

✓ **Type 4 :****Tableau III-30 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 4)**

Travée									
	l (m)	$l'(m) = 0.8 \times l$	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.97	2.97	4.763	0	-4.241	2.879	6.415	4.987	-4.987
B-C	3.50	2.80	6.615	-4.241	-3.126	2.943	7.560	7.879	-7.879
C-D	2.40	1.92	3.111	-3.126	-2.459	0.327	5.184	5.462	-5.462
D-E	3.00	2.40	4.860	-2.459	-2.459	2.401	6.480	6.480	-6.480
E-F	2.40	1.92	3.111	-2.459	-3.126	0.326	5.184	4.906	-4.906
F-G	3.50	2.80	6.615	-3.126	-4.241	2.943	7.560	7.242	-7.242
G-H	2.97	2.97	4.763	-4.241	0	2.879	6.415	7.843	-7.843

➤ **Moment sur appui :**

Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{4.32 \times 2.97^3 + 4.32 \times 2.80^3}{8.5(2.97^3 + 2.80^3)} = -4.241 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{4.32 \times 2.80^3 + 4.32 \times 1.92^3}{8.5(2.80^3 + 1.92^3)} = -3.126 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{4.32 \times 1.92^3 + 4.32 \times 2.40^3}{8.5(1.92^3 + 2.40^3)} = -2.459 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{4.19 \times 2.40^3 + 4.19 \times 1.92^3}{8.5(2.40^3 + 1.92^3)} = -2.459 \text{ KN.m}$$

$$M_f = -3.126 \text{ KN.m}$$

$$M_g = -4.241 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.97}{2} - \frac{(0 + 4.241)}{4.32 \times 2.97} = 1.15 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-4.241 + 3.126)}{4.32 \times 3.50} = 1.82 \text{ m}$$

$$X_{(3)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-3.126 + 2.459)}{4.32 \times 2.40} = 1.26 \text{ m}$$

$$X_{(4)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.00}{2} - \frac{(-2.459 + 2.459)}{4.32 \times 3.00} = 1.50 \text{ m}$$

$$X_{(5)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-2.459 + 3.126)}{4.32 \times 2.97} = 1.15 \text{ m}$$

$$X_{(6)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-3.126 + 4.241)}{4.32 \times 3.50} = 1.68 \text{ m}$$

$$X_{(7)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.97}{2} - \frac{(-4.241 + 0)}{4.32 \times 2.97} = 1.82 \text{ m}$$

Le moment maximal en travée :

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

✓ **Travée A-B :**

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.15}{2} (2.97 - 1.15) = 4.52088$$

$$M_{t(x)} = 4.52088 + 0 \times \left(1 - \frac{1.15}{2.97}\right) - 4.241 \times \frac{1.15}{2.97} = 2.879 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C**

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.82}{2} (3.50 - 1.82) = 6.604416$$

$$M_{t(x)} = 6.604416 - 4.241 \left(1 - \frac{1.82}{3.50}\right) - 3.126 \times \frac{1.82}{3.50} = 2.943 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée C-D :**

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.26}{2} (2.40 - 1.26) = 3.102624$$

$$M_{t(x)} = 3.102624 - 3.126 \times \left(1 - \frac{1.26}{2.40}\right) - 2.459 \times \frac{1.26}{2.40} = 0.327 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée D-E :**

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.50}{2} (3.00 - 1.50) = 4.860$$

$$M_{t(x)} = 4.86 - 2.459 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.00}\right) - 2.459 \times \frac{1.50}{3.00} = 2.401 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée E-F**

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.15}{2} (2.40 - 1.15) = 3.105$$

$$M_{t(x)} = 3.105 - 2.459 \times \left(1 - \frac{1.15}{2.40}\right) - 3.126 \times \frac{1.15}{2.40} = 0.326 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée F-G**

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.68}{2} (3.50 - 1.68) = 6.604416$$

$$M_{t(x)} = 6.604416 - 3.126 \times \left(1 - \frac{1.68}{3.50}\right) - 4.241 \times \frac{1.68}{3.50} = 2.943 \text{ KN.m}$$

✓ Travée G-H

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.82}{2} (2.97 - 1.82) = 4.52088$$

$$M_{t(x)} = 4.52088 - 4.241 \times \left(1 - \frac{1.82}{2.97}\right) - 0 \times \frac{1.82}{2.97} = 2.879 \text{ KN.m}$$

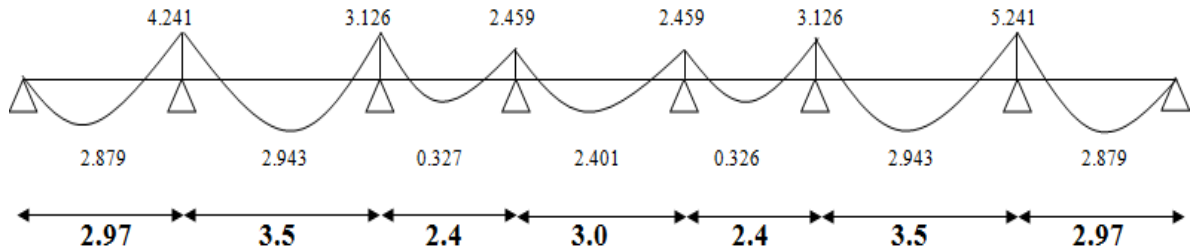


Figure III-61 : Diagramme de moment de poutrelle type 4 à l'ELS.

➤ Calcul de l'effort tranchant :

✓ Travée A-B :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 2.97}{2} = 6.415 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.415 - \frac{0 - (-4.241)}{2.97} = 4.987 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.415 + \frac{0 - (-4.241)}{2.97} = -4.987 \text{ KN}$$

✓ Travée B-C :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 3.50}{2} = 7.560 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.560 - \frac{(-4.241 - (-3.126))}{3.50} = 7.879 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.560 + \frac{(-4.241 - (-3.126))}{3.50} = -7.879 \text{ KN}$$

✓ Travée C-D :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 2.40}{2} = 5.184 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.184 - \frac{(-3.126 - (-2.459))}{2.40} = 5.462 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.184 + \frac{(-3.126 - (-2.459))}{2.40} = -5.462 \text{ KN}$$

✓ Travée D-E :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 3.00}{2} = 6.480 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.480 - \frac{(-2.459 - (-2.459))}{3.00} = 6.480 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.480 + \frac{(-2.459 - (-2.459))}{3.00} = -6.480 \text{ KN}$$

✓ Travée E-F :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 2.40}{2} = 5.184 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.184 - \frac{(-2.459 - (-3.126))}{2.40} = 4.906 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.184 + \frac{(-2.459 - (-3.126))}{2.40} = -4.906 \text{ KN}$$

✓ Travée F-G :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 3.50}{2} = 7.560 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.560 - \frac{(-3.126 - (-4.241))}{3.50} = 7.242 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.560 + \frac{(-3.126 - (-4.241))}{3.50} = -7.242 \text{ KN}$$

✓ Travée G-H :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 2.97}{2} = 6.415 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.415 - \frac{(-4.241 - 0)}{2.97} = 7.843 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.415 + \frac{(-4.241 - 0)}{2.97} = -7.843 \text{ KN}$$

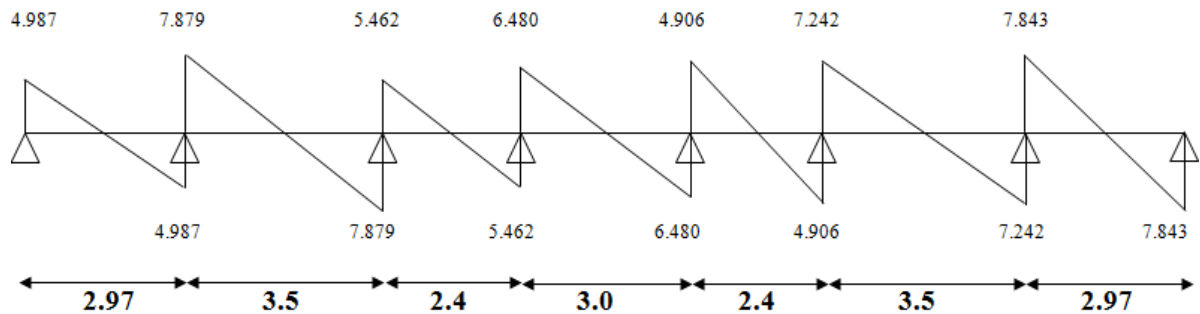


Figure III- 62 : Diagramme d'effort tranchant type 4 à l'ELS

✓ Type 5 :

Tableau III-31 : Sollicitation du Plancher étage courant a L'ELS (type 5)

Travée	$0 \quad \geq 0.5M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.4M_0 \quad \geq 0.5M_0 \quad 0$ $3.5 \quad 2.4 \quad 3.0 \quad 2.4 \quad 3.5$								
	l (m)	$l'(m) = 0.8 \times l$	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.50	3.50	6.615	0	-4.684	4.480	7.560	6.222	-6.222
B-C	2.40	1.92	3.111	-4.684	-2.459	-0.362	5.184	6.111	-6.111

C-D	3.00	2.40	4.714	-2.459	-2.459	2.401	6.480	6.480	-6.480
D-E	2.40	1.92	3.111	-2.459	-4.684	-0.366	5.184	4.257	-4.257
E-F	3.50	3.50	6.615	-4.684	0	4.480	7.560	8.898	-8.898

➤ **Moment sur appui :**

Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{4.32 \times 3.50^3 + 4.32 \times 1.92^3}{8.5(3.50 + 1.92)} = -4.684 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{4.32 \times 1.92^3 + 4.32 \times 2.40^3}{8.5(1.92 + 2.40)} = -2.459 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{4.32 \times 2.40^3 + 4.32 \times 1.92^3}{8.5(2.40 + 1.92)} = -2.459 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_w'^3 + l_w'^3)} = -\frac{4.32 \times 1.92^3 + 4.32 \times 3.50^3}{8.5(1.92 + 3.50)} = -4.684 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

❖ **Moment de flexion maximal en travée :**

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(0 + 4.684)}{4.32 \times 3.50} = 1.44 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-4.684 + 2.459)}{4.32 \times 2.40} = 1.42 \text{ m}$$

$$X_{(3)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.00}{2} - \frac{(-2.459 + 2.459)}{4.32 \times 3.00} = 1.50 \text{ m}$$

$$X_{(4)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.40}{2} - \frac{(-2.459 + 4.684)}{4.32 \times 3.00} = 1.03 \text{ m}$$

$$X_{(5)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{3.50}{2} - \frac{(-4.684 + 0)}{4.32 \times 3.50} = 2.06 \text{ m}$$

Le moment maximal en travée :

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

✓ **Travée A-B :**

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.44}{2} (3.50 - 1.44) = 6.407424$$

$$M_{t(x)} = 6.407424 + 0 \times \left(1 - \frac{1.44}{3.50}\right) - 4.684 \times \frac{1.44}{3.50} = 4.480 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C**

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.42}{2} (2.40 - 1.42) = 3.005856$$

$$M_{t(x)} = 3.005856 - 4.684 \times \left(1 - \frac{1.42}{2.40}\right) - 2.459 \times \frac{1.42}{2.40} = -0.362 \text{ KN.m}$$

✓ Travée C-D :

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.50}{2} (3.00 - 1.50) = 4.86$$

$$M_{t(x)} = 4.86 - 2.459 \times \left(1 - \frac{1.50}{3.00}\right) - 2.459 \times \frac{1.50}{3.00} = 2.401 \text{ KN.m}$$

✓ Travée D-E :

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{1.03}{2} (2.40 - 1.03) = 3.047976$$

$$M_{t(x)} = 3.047976 - 2.459 \times \left(1 - \frac{1.03}{2.40}\right) - 4.684 \times \frac{1.03}{2.40} = -0.366 \text{ KN.m}$$

✓ Travée E-F

$$\mu_x = 4.32 \times \frac{2.06}{2} (3.50 - 2.06) = 6.407424$$

$$M_{t(x)} = 6.407424 - 4.684 \times \left(1 - \frac{2.06}{3.50}\right) - 0 \times \frac{2.06}{2.40} = 4.480 \text{ KN.m}$$

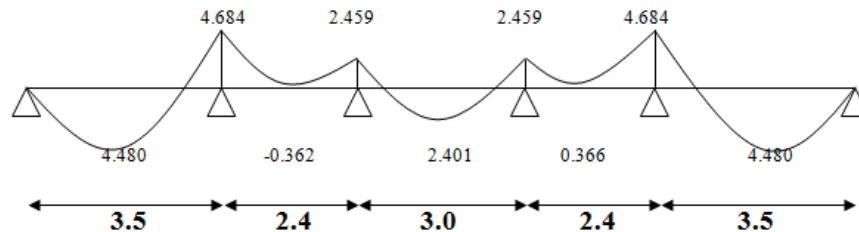


Figure III-63 : Diagramme de moment de poutrelle type 5 à l'ELS.

✓ Calcul de l'effort tranchant :

✓ Travée A-B :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 3.50}{2} = 7.560 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.560 - \frac{0 - (-4.684)}{3.50} = 6.222 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.560 + \frac{0 - (-4.684)}{3.50} = -6.222 \text{ KN}$$

✓ Travée B-C :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 2.40}{2} = 5.184 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.184 - \frac{(-4.684 - (-2.459))}{2.40} = 6.111 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.184 + \frac{(-4.684 - (-2.459))}{2.40} = -6.111 \text{ KN}$$

✓ Travée C-D :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 3.00}{2} = 6.480 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 6.480 - \frac{(-2.459 - (-2.459))}{3.00} = 6.480 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -6.480 + \frac{(-2.459 - (-2.459))}{3.00} = -6.480 \text{ KN}$$

✓ Travée D-E :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 2.40}{2} = 5.184 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 5.184 - \frac{(-2.459 - (-4.684))}{2.40} = 4.257 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -5.184 + \frac{(-2.459 - (-4.684))}{2.40} = -4.257 \text{ KN}$$

✓ Travée E-F :

$$T_0 = \frac{ql}{2} \rightarrow T_0 = \frac{4.32 \times 3.50}{2} = 7.560 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 7.560 - \frac{(-4.684 - 0)}{3.50} = 8.898 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.560 + \frac{(-4.684 - 0)}{3.50} = -8.898 \text{ KN}$$

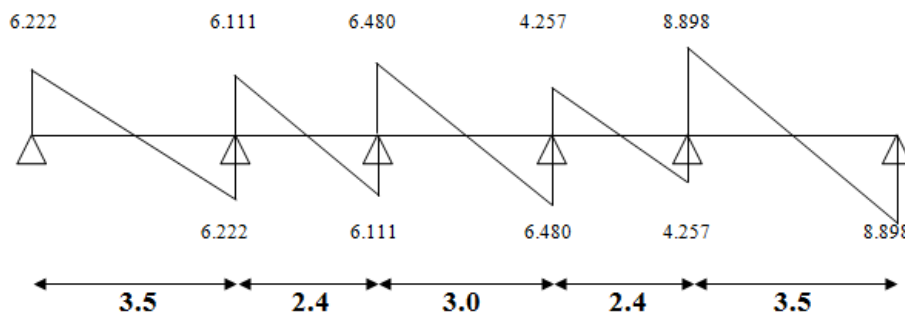


Figure III- 64 : Diagramme d'effort tranchant type 5 à l'ELS

III.6.1.4. Les sollicitations maximales :

Tableau III.32 : Les sollicitations maximum ELU.

ELU			
Planchers	Mt _{max}	Ma _{max}	V _{max}
Terrasse	8.201	6.558	12.890
Courant	8.528	6.822	13.410
MAX	8.528	6.822	13.410

Tableau III.33 : Les sollicitations maximum ELS.

ELS			
Planchers	Mt _{max}	Ma _{max}	V _{max}
Terrasse	5.790	4.780	9.390
Courant	6.145	4.926	9.687
MAX	6.145	4.926	9.687

III.6.1.5. Calcul du ferrailage :**III.6.1.5.1. Plancher Terrasse:****A. ELU :**

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$b=65\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $h=20\text{cm}$.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 14.20 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{t \max} = 8.528 \text{ KN.m}$$

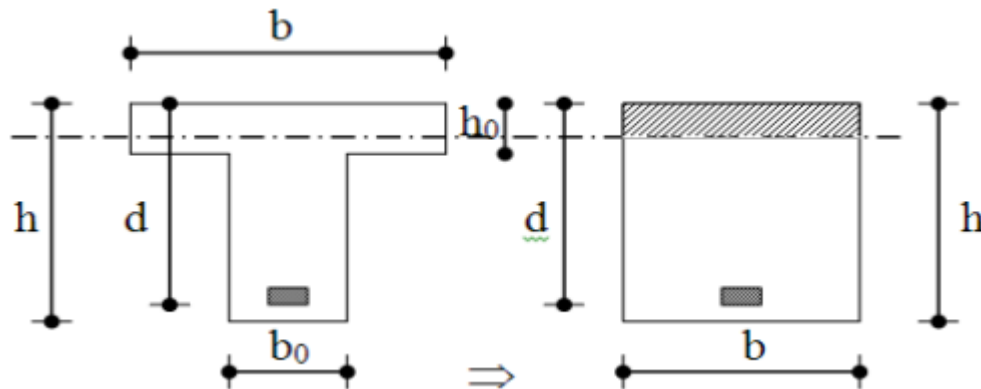


Figure III-65 : Section béton armées « plancher étage ».

✓ sur travées :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{8.528 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.20} = 0.0285$$

$$\mu = 0.0285 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 17.74$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{8.528 \times 10^3}{17.74 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : $3\text{Ø}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $3\text{Ø}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

✓ sur appuis :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une Section rectangulaire de dimensions. ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{6.822 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.20} = 0.148$$

$$\mu = 0.148 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.202$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 16.55$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{6.822 \times 10^3}{16.55 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **1Ø10+1Ø12=1.92 cm².**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : **1Ø10+1Ø12=1.92 cm².**

B. Justification à l'ELS :

✓ **sur travée :**

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 65y^2 + 30 \times 2.36y - 30 \times 18 \times 2.36 = 0$$

$$\rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 336356.64 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.963$$

$$Y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I = \frac{65}{3} \times 3.92^3 + 15[2.36(18 - 3.92)^2] \rightarrow I = 13977.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 1.994 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 92.853 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **sur appui :**➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 10y^2 + 30 \times 1.92y - 30 \times 18 \times 1.92 = 0$$

$$\rightarrow 10y^2 + 57.6y - 1036.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 44789.76 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 211.636$$

$$Y = 7.70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I = \frac{10}{3} \times 7.70^3 + 15[1.92(18 - 7.70)^2] \rightarrow I = 4577.169 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 8.29 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 166.274 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

Telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13.410 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.745 \text{ MPA}$$

Avec :

V_u : effort tranchant à l'état limite ultime (N)

b : largeur de l'âme (mm)

d : hauteur utile de la poutre (mm)

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{donc : } \tau_u = 0.745 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \rightarrow \frac{20}{390} \geq \frac{8.528}{20 \times 11.37} \rightarrow 0.051 \geq 0.038 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow \frac{20}{390} \geq \frac{1}{27} \rightarrow 0.051 \geq 0.037 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.0020 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2\right) = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

h: Hauteur total de la poutrelle

ϕ_l : Diamètre maximal de armateur longitudinales

b_0 : largeur de l'âme de la nervure

On adopte un cadre **Ø8** → **1Ø8=0.5 cm²**

➤ **Espacement :**

$$S_t = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t=15 \text{ cm}$.

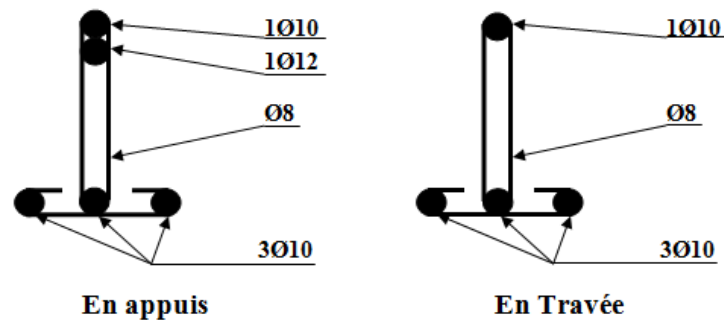


Figure III-66 : Schéma de ferrailage des nervures plancher étage courant.

III.6.1.5.2. Plancher étage courant:

A. ELU :

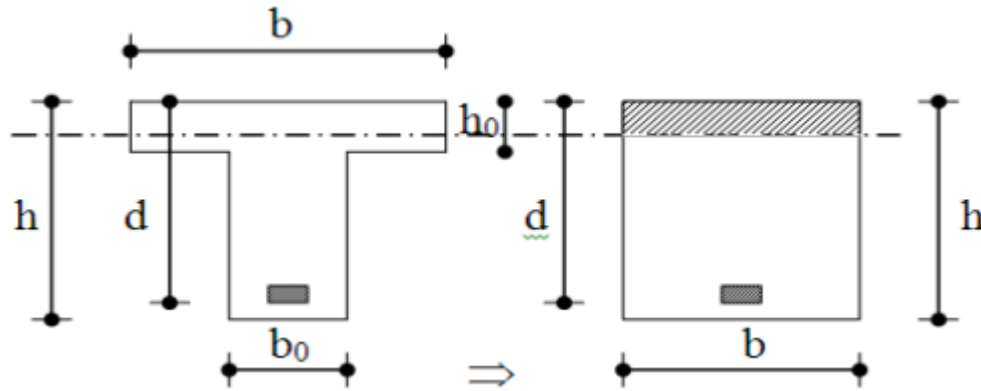
Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$b=65 \text{ cm}$; $d=18 \text{ cm}$; $h_0=4 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 14.20 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{t \max} = 8.201 \text{ KN.m}$$



✓ **sur travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{8.201 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.20} = 0.0274$$

$$\mu = 0.0274 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0348$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 17.75$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{8.201 \times 10^3}{17.75 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **3Ø10 = 2.36 cm².**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : **3Ø10 = 2.36 cm².**

✓ **sur appuis :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une Section rectangulaire de dimensions. ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{6.558 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.20} = 0.143$$

$$\mu = 0.148 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.193$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 16.61$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{6.558 \times 10^3}{16.61 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **1Ø10+1Ø12=1.92 cm².**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $1\emptyset 10 + 1\emptyset 12 = 1.92 \text{ cm}^2$.

B. Justification à l'ELS :

✓ **sur travée :**

➤ Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 65y^2 + 30 \times 2.36y - 30 \times 18 \times 2.36 = 0$$

$$\rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 336356.64 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.963$$

$$Y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I = \frac{65}{3} \times 3.92^3 + 15[2.36(18 - 3.92)^2] \rightarrow I = 13977.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 1.624 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ L'état limite d'ouverture des fissuration :

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 87.489 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **sur appui :**

➤ Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 10y^2 + 30 \times 1.92y - 30 \times 18 \times 1.92 = 0$$

$$\rightarrow 10y^2 + 57.6y - 1036.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 44789.76 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 211.636$$

$$Y = 7.70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I = \frac{10}{3} \times 7.70^3 + 15[1.92(18 - 7.70)^2] \rightarrow I = 4577.169 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 8.29 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1.6$ (Acier HA)

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 161.346 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

Telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12.890 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.716 \text{ MPA}$$

Avec :

V_u : effort tranchant à l'état limite ultime (N)

b : largeur de l'âme (mm)

d : hauteur utile de la poutre (mm)

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{donc : } \tau_u = 0.716 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \rightarrow \frac{20}{390} \geq \frac{8.201}{20 \times 10.93} \rightarrow 0.051 \geq 0.037 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow \frac{20}{390} \geq \frac{1}{27} \rightarrow 0.051 \geq 0.037 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.0020 \leq 0.005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur total de la poutrelle

ϕ_l : Diamètre maximal de armateur longitudinales

b_0 : largeur de l'âme de la nervure

On adopte un cadre **Ø8 → 1Ø8=0.5 cm²**

➤ **Espacement :**

$$S_t = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

On adopte : $S_t=15\text{cm}$.

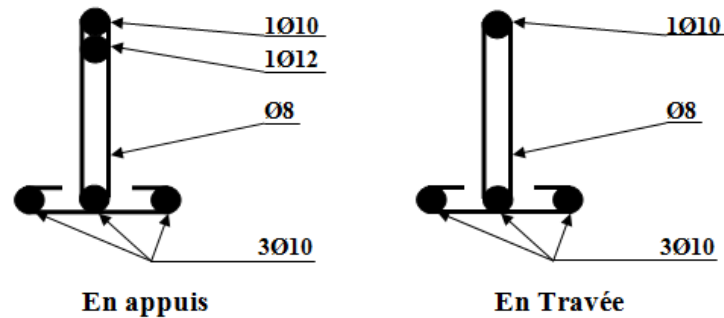


Figure III-67 : Schéma de ferrailage des nervures Plancher terrasse

III.6.1.5.3. La table de compression :

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

✓ Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} \rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad \text{CBA 93 (B. 6. 8. 4. 2. 3)}$$

- On adopte :

$$5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$S_T = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

✓ Les armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.65}{2} \rightarrow A_{\parallel} = 0.33 \text{ cm}^2$$

- On adopte :

$$5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$S_T = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

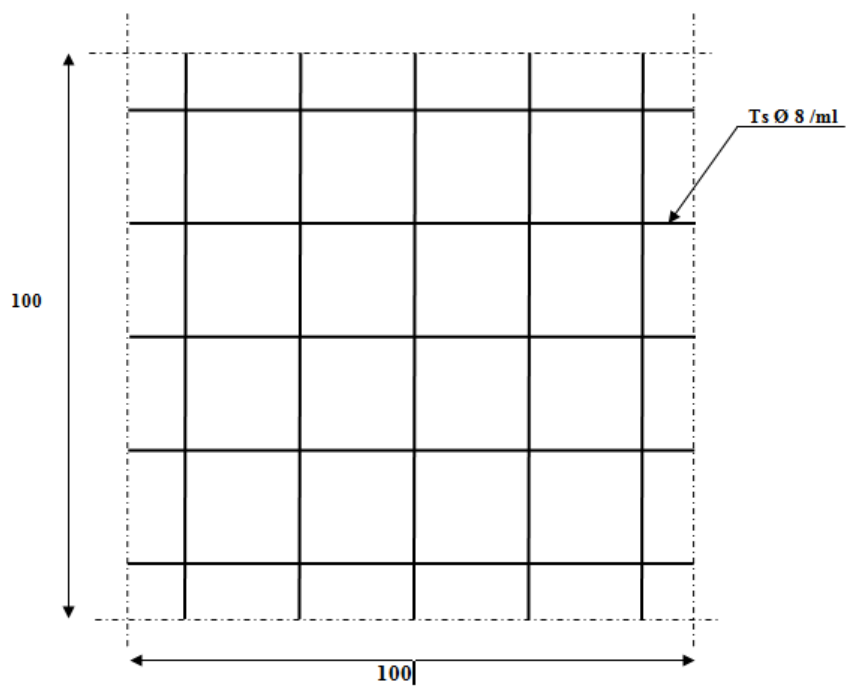


Figure III-68 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

Chapitre IV :

ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Les efforts sismiques sont repris par des murs en béton armé appelés VOILES. Pour ce faire certaines cloisons sont remplacées par des voiles et ce de préférence dans le sens de la longueur et de la largeur de la construction qui sont les directions principales du plan. Dans le sens de la longueur, le contreventement est dit "longitudinal". Dans le sens de la largeur, il est dit "transversal".

Le contreventement de notre structure est assuré par des voiles pleins, avec une inertie constante sur sa hauteur.

IV.2. Calcul des inerties des voiles :

✓ **Sens longitudinal (X – X) :**

➤ **voiles V1 et V3 :**

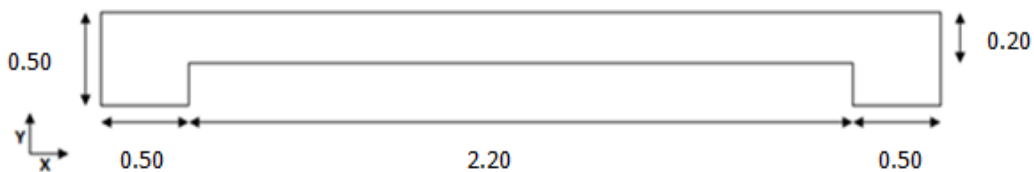


Figure IV-1 : Dimensions des voiles longitudinal V1, V3.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 1.60 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m}$$

On calcule l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_y = 1.099 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_x = 0.017 \text{ m}^4$$

le I_x est négligeable

➤ **voiles V2 :**

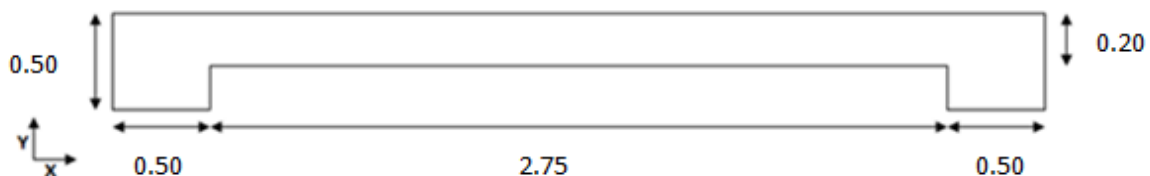


Figure IV-2 : Dimensions des voiles longitudinal V2.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 1.88 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m}$$

On calcule l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_y = 1.68 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_x = 0.02 \text{ m}^4$$

le I_x est négligeable

➤ **voiles V4:**

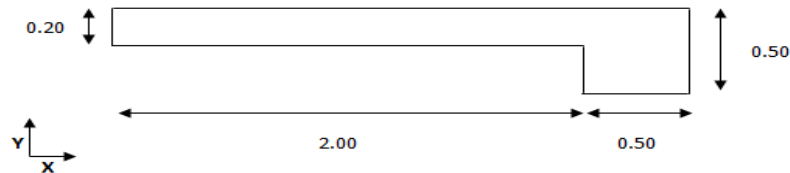


Figure IV-3 : Dimensions des voiles longitudinal V4.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 1.48 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m}$$

On calcule l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_y = 0.379 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_x = 0.010 \text{ m}^4$$

le I_x est négligeable

➤ **voiles V5 et V7 :**

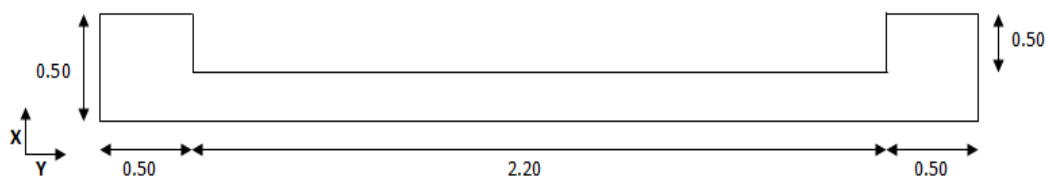


Figure IV-4 : Dimensions des voiles longitudinal V5.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 1.60 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.18 \text{ m}$$

On calcule l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_y = 1.099 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_x = 0.017 \text{ m}^4$$

le I_x est négligeable

✓ **voiles V6 :**

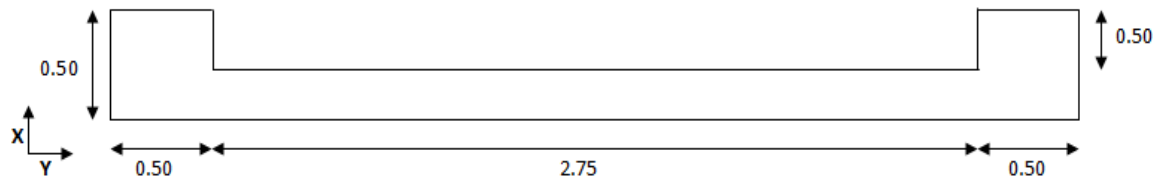


Figure IV-9 : Dimensions des voiles longitudinal V6.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 1.88 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.18 \text{ m}$$

On calcul l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x;y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_y = 1.677 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_x = 0.018 \text{ m}^4$$

le I_x est négligeable

✓ **voiles V8 :**

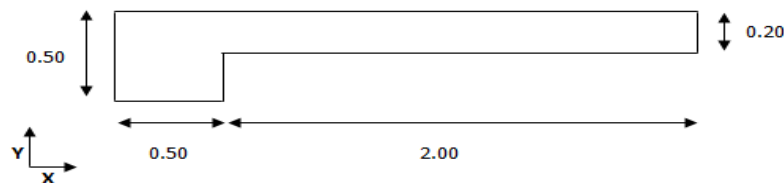


Figure IV-9 : Dimensions des voiles longitudinal V8.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 1.09 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m}$$

On calcul l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x;y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_y = 0.379 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_x = 0.010 \text{ m}^4$$

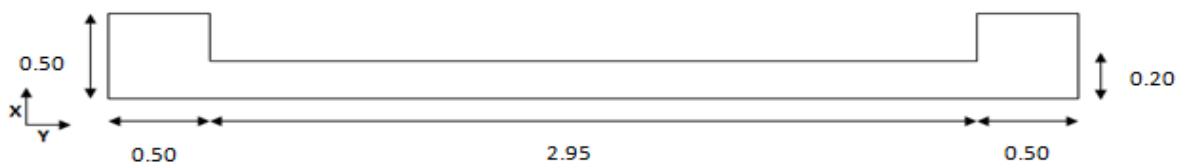
le I_x est négligeable

Tableau IV-1 : Calcul des inerties des voiles sens longitudinale (X-X).

Voiles	Nombre	e(m)	$I_y(m^4)$	$\Sigma I_y(m^4)$
V1 ;V3	2	0.20	1.099	2.198
V2	1	0.20	1.677	1.677
V4	1	0.20	0.379	0.379
V5 ;V7	2	0.20	1.099	2.198
V6	1	0.20	1.677	1.677
V8	1	0.20	0.379	0.379
			Σ	8.508

✓ Sens transversal (Y – Y) :

➤ voiles V9 et V11 :

**Figure IV-5** : Dimensions des voiles longitudinal V9, V11.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 0.29m$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 1.98m$$

On calcul l'inertie par la méthode de Huygens :

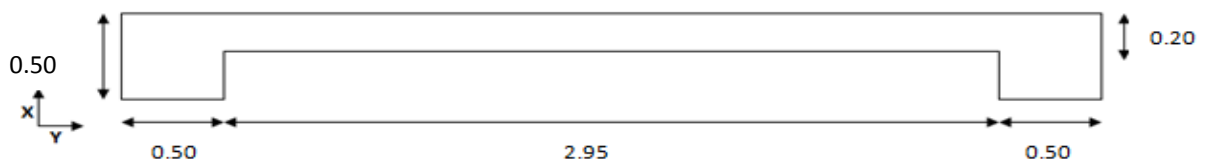
$$I_{x,y} = I_{x_i,y_i} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_x = 1.72m^4$$

$$\rightarrow I_y = 0.01 m^4$$

le I_y est négligeable

➤ voiles V10 et V12 :

**Figure IV-6** : Dimensions des voiles longitudinal V10, V12.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 0.15m$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 1.98m$$

On calcul l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_x = 1.72 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_y = 0.01 \text{ m}^4$$

le I_y est négligeable

➤ **voiles V13 :**

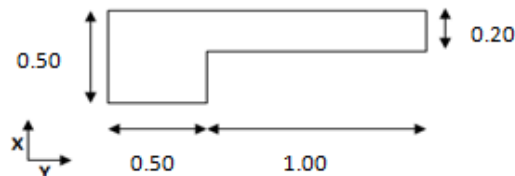


Figure IV-7 : Dimensions des voiles longitudinal V13.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 0.16 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.59 \text{ m}$$

On calcul l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_x = 0.073 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_y = 0.005 \text{ m}^4$$

le I_y est négligeable

➤ **voiles V16 :**

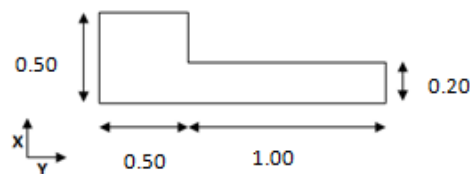


Figure IV-8 : Dimensions des voiles longitudinal V16.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 0.23 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.59 \text{ m}$$

On calcul l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_x = 0.073 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_y = 0.005 \text{ m}^4$$

le I_y est négligeable

➤ **voiles V14 :**

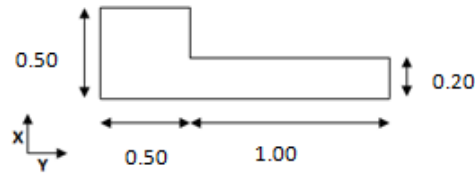


Figure IV-9 : Dimensions des voiles longitudinal V14.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 0.16\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.87\text{m}$$

On calcul l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_x = 0.073\text{m}^4$$

$$\rightarrow I_y = 0.005 \text{ m}^4$$

le I_y est négligeable

➤ **voiles V15 :**

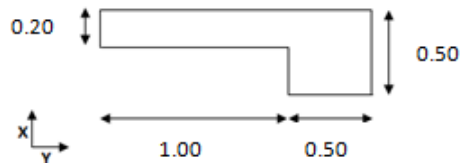


Figure IV-10: Dimensions des voiles longitudinal V15.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 0.23\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 0.87\text{m}$$

On calcul l'inertie par la méthode de Huygens :

$$I_{x,y} = I_{x,y} + A \times d^2$$

$$\rightarrow I_x = 0.073\text{m}^4$$

$$\rightarrow I_y = 0.005 \text{ m}^4$$

le I_y est négligeable

Tableau IV-2 : Calcule des inerties des voiles sens longitudinale (Y-Y).

Voiles	Nombre	e(m)	$I_x(m^4)$	$\sum I_x(m^4)$
V9 ;V11	2	0.20	1.72	3.44
V10 ;V12	2	0.20	1.72	3.44
V13	1	0.20	0.073	0.073
V16	1	0.20	0.073	0.073
V14	1	0.20	0.073	0.073
V15	1	0.20	0.073	0.073
			Σ	7.172

IV.3. Calcul du Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre de gravité des inerties des refends.

$$X_C = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_C = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Tableau IV-3 : Calcul du centre de torsion.

Voiles	$I_x(m^4)$	$X_i(m)$	$I_x \cdot X_i$	$I_y(m^4)$	$Y_i(m)$	$I_y \cdot Y_i$
V1	/	/	/	1.099	21.06	23.15
V2	/	/	/	1.677	18.09	30.34
V3	/	/	/	1.099	21.06	23.15
V4	/	/	/	0.379	10.69	4.05
V5	/	/	/	1.099	0.18	0.20
V6	/	/	/	1.677	3.14	5.27
V7	/	/	/	1.099	0.18	0.20
V8	/	/	/	0.379	10.69	4.05
V9	1.72	10.79	18.56	/	/	/
V10	1.72	14.12	23.29	/	/	/
V11	1.72	10.79	18.56	/	/	/
V12	1.72	14.12	23.29	/	/	/
V13	0.073	0.16	0.012	/	/	/
V14	0.073	0.16	0.012	/	/	/
V15	0.073	24.45	1.79	/	/	/
V16	0.073	24.45	1.79	/	/	/
Σ	7.172		87.304	8.508		90.41

Donc :

$$X_C = 12.17 \text{ m}$$

$$Y_C = 10.63 \text{ m}$$

IV.4. Centre de masse des différents niveaux :

Le centre de masse est le centre de concentration de la masse de la structure; donnée comme étant le barycentre des masses de la structure les coordonnées du centre de masse sont :

$$X_G = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i}$$

m_i : la masse de l'élément considéré

X_i, Y_i : les coordonnées de centre de gravité de cet élément par rapport au repère XOY

A.) Plancher terrasse :

Tableau IV-4 : Calcul du centre de masse

	X_G(m)	Y_G(m)
Dernier niveau	12.35	10.46
Niveau 6	12.35	10.55
Niveau 5 à RDC	12.35	10.55

IV.5. Calcul des excentricités :

IV.5.1.Excentricité calculée :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, ses composantes selon les axes X et Y sont données par :

$$e_x = |X_C - X_G|$$

$$e_y = |Y_C - Y_G|$$

Nous effectuons le calcul des composantes de l'excentricité pour tous les niveaux au-dessus du niveau du sol :

Tableau IV-5 : Calcul des excentricités.

	Dernier niveau	Niveau 6	Niveau 5 à RDC
e_x(m)	0.18	0.18	0.18
e_y(m)	0.68	0.59	0.59

IV.5.2.Excentricité réglementaire :

D'après l'article 4.2.7 du RPA 2003 l'excentricité forfaitaire à prendre en compte à chaque niveau est égal à 5% de la plus grande dimension en plan du niveau considéré, puisque notre structure est régulière en élévation l'excentricité forfaitaire sera la même.

✓ **Sens X** : $e_{\text{régl}} = 5\%L_x \rightarrow e_{\text{régl}} = 1.24 \text{ m}$

✓ **Sens Y** : $e_{\text{régl}} = 5\%L_y \rightarrow e_{\text{régl}} = 1.06 \text{ m}$

IV.5.3.Excentricité a adopté :

Le RPA 2003 exige de prendre une excentricité par rapport au centre de torsion égale au maximum entre l'excentricité calculée à chaque niveau considéré et l'excentricité réglementaire de ce même niveau.

✓ $e_x = \text{Max}(0.18 ; 1.24) = 1.24 \text{ m}$

✓ $e_y = \text{Max}(0.68 ; 1.06) = 1.06 \text{ m}$

Chapitre V :

Etude Sismique

V.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. Le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît donc insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet d'une sollicitation dynamique.

V.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

V.3. Le choix de la méthode de calcul :

Dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **I** groupe d'usage 2.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre Bâtiment ne répond pas aux critères **(4.1.2.b)** exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

V.4. Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure avec $H = 25.48m < 65m$

V.4.2. Hypothèses de calcul :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Autodesk Robot-2014** ».

V.4.3. Présentation du logiciel :

Robot Autodesk 2014 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures. Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau. Ainsi que le poids total de la structure.

Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure ».

- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M , effort tranchant T , efforts normaux, contraintes σ ...).

V.4.4. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel.
- Choix de l'unité du travail.
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- On introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton.
- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- On introduit les conditions aux limites.

✓ **Détermination des charges** : pour notre cas, on a trois types :

- **Charge permanente G** : due au poids total de la structure et elle est distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire.
- **Charges d'exploitation Q** : les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.
- **Les forces sismiques E** : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse et détermination des combinaisons de charges.

- Vérification des erreurs.
- Lancement de l'analyse.
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse.

V.4.5. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

V.4.6. Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times \left[(1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3sec \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

V.4.7. Classification de site :

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (**Catégorie S3**).

V.4.8. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

➤ Coefficient d'accélération **A** :

Zone I, Tous groupes (2), (D'après la classification sismique de wilaya Khenchela : **RPA 99 /version2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0,08$ (**tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003**).

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après **l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003**) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3sec. \end{cases}$$

➤ Périodes caractéristiques **T1 ; T2** :

Pour notre site type : S2 $T_1=0,15sec$ et $T_2=0,50sec$

➤ Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.882 ; \xi = 7\%$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ Pour un contreventement mixte ($\eta = 0,882$).

➤ **Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules **4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003**.

$$T = \min \left(C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : **$h_N = 25.48$ m**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par **le RPA 99 / version 2003**.

Dans notre structure : **$C_T = 0,05$**

L : étant de dimension du Tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'ou

$$T_X = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_X}} \text{ avec } L_X = 24.70 \rightarrow T_X = 0.46$$

$$T_Y = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_Y}} \text{ avec } L_Y = 20.75 \rightarrow T_Y = 0.50$$

On a :

$$T_1 \leq T_X = 0.46 \leq T_2$$

$$T_1 \leq T_Y = 0.50 \leq T_2$$

On a :

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (25.48)^{\frac{3}{4}} = 0.57$$

$$D = 2.5 \times \eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205$$

➤ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC : $0,8 \times G \pm E$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par **le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003** Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale Notre cas : **R=4**

➤ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

Tableau V-1 : les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA99/Version. 2003.

Critère « q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q = 1 + 0.05 + + 0.1$$

$$Q=1.15$$

V.5. Nombre de mode à considérer :

Selon **l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : 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.

V.6. Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après **l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

- **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**
 - ✓ **ELU** : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
 - ✓ **ELS** : $G + Q$
 - ✓ **ACC** : $G + Q \pm E$
 - ✓ **ACC** : $G + Q \pm 1,2 \times E$
 - ✓ **ACC** : $0,8 \times G \pm E$

V.6.1. Dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

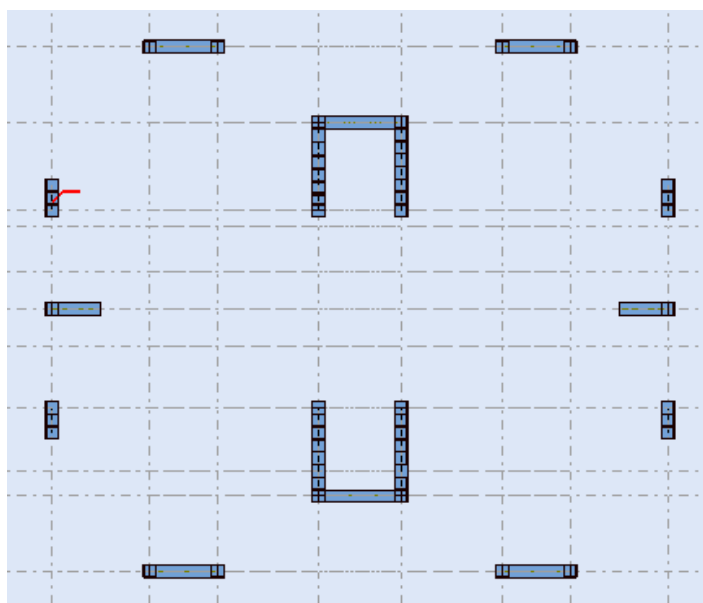


Figure V-1 : La disposition des murs voiles.

V.6.2. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times \left[(1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3sec \end{cases}$$

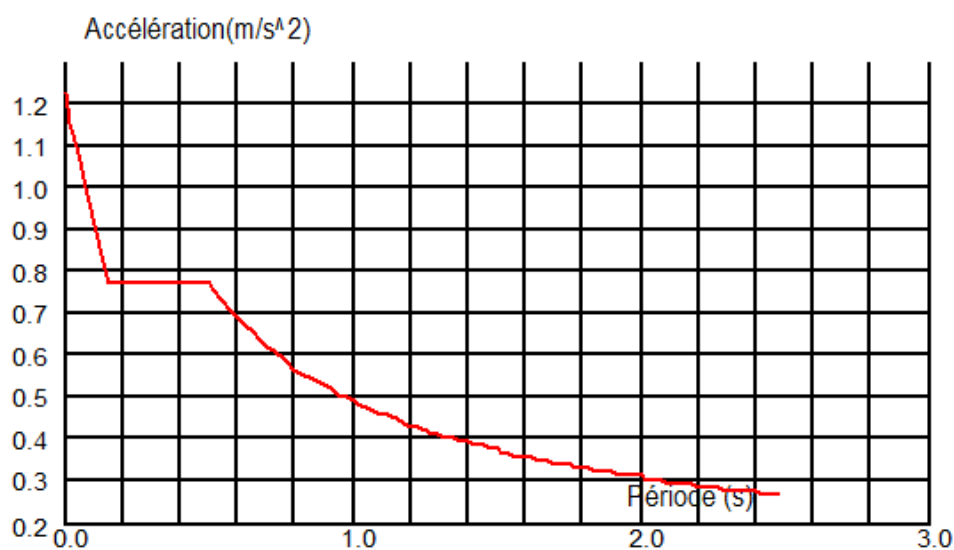


Figure V-2 : Diagramme de spectre de réponse

V.6.3. Nombre des modes considérées :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

$$K \geq 3 \times \sqrt{8} \rightarrow K \geq 8.485$$

V.6.4. Résultat de calcul (ROBOT) :**➤ Périodes et facteurs de participation modale :****Tableau V-2 : périodes et facteurs de participation modale**

Mode	Période (s)	Masse cumulée Ux (%)	Masse cumulée Uy (%)	Masse Modale Ux (%)	Masse Modale Uy (%)	nature
1	0.56	0.00	69.26	0.00	69.26	Translation
2	0.54	67.89	69.26	67.89	0.00	Translation
3	0.50	67.95	69.26	0.06	0.00	Torsion
4	0.14	67.95	86.89	0.00	17.62	/
5	0.14	67.98	86.89	0.02	0.01	/
6	0.13	86.16	86.89	18.19	0.00	/
7	0.06	86.16	92.21	0.00	5.32	/
8	0.06	86.16	92.22	0.00	0.01	/
9	0.06	91.90	92.22	5.74	0.00	/
10	0.04	91.90	94.32	0.00	2.10	/

➤ Déformation de la structure à cause des efforts sismiques :

Mode (1):

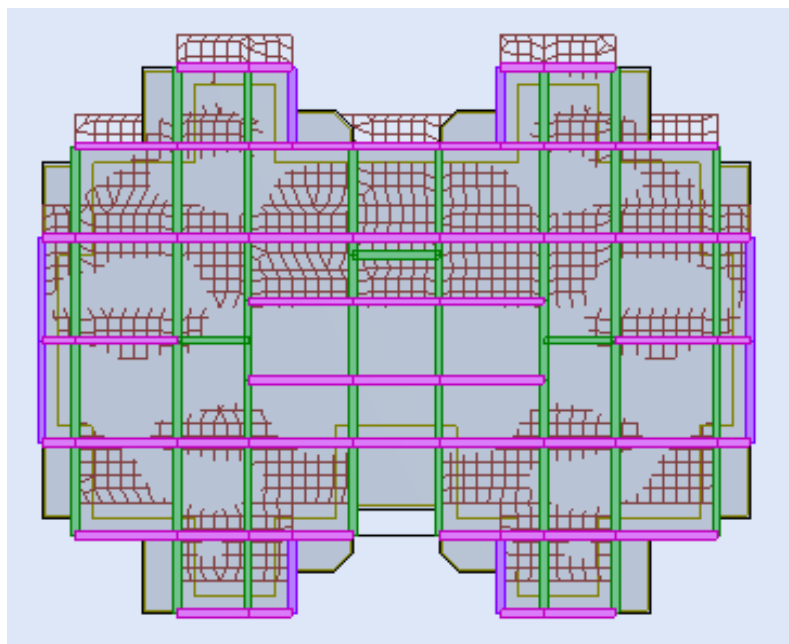


Figure V-3 : 1^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)

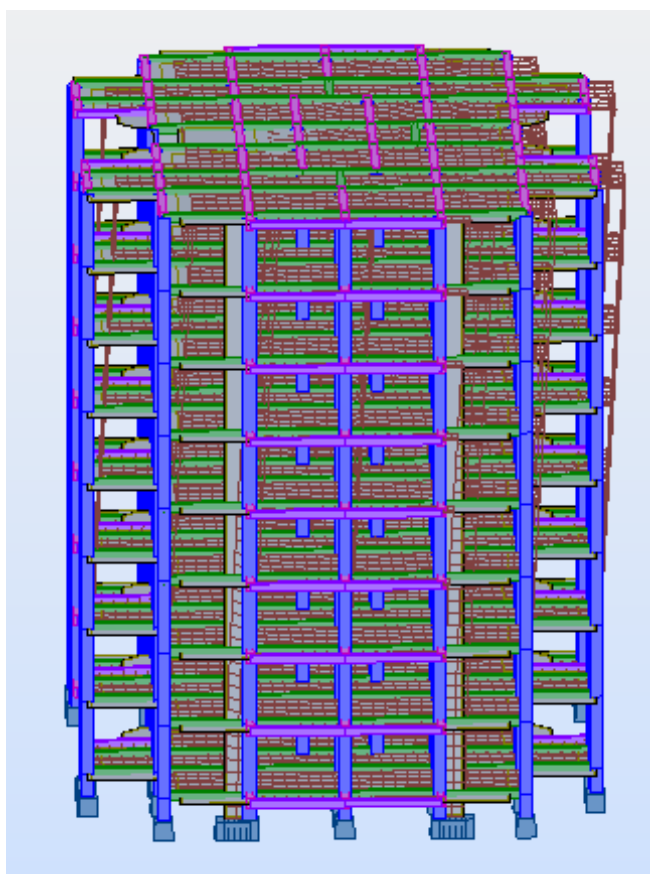


Figure V-4 : 1^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

Mode (2) :

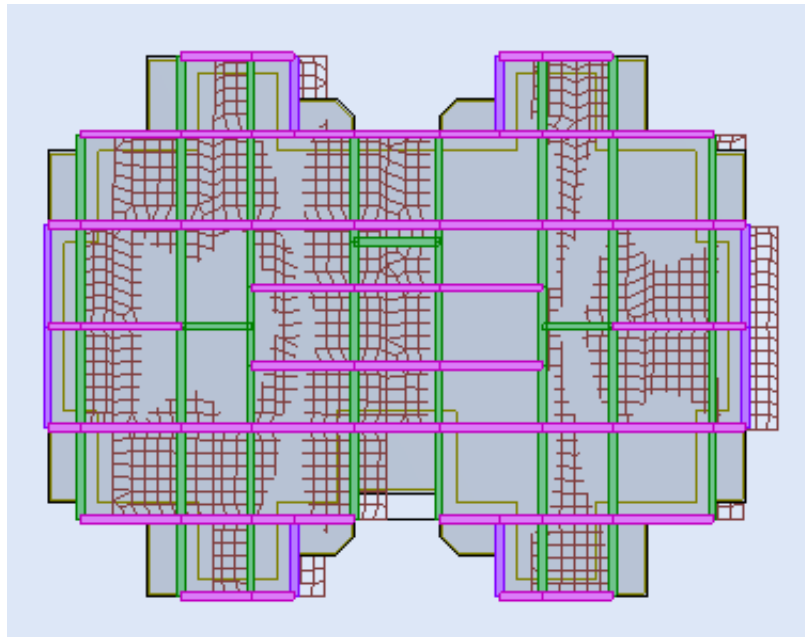


Figure V-5 : 2^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)

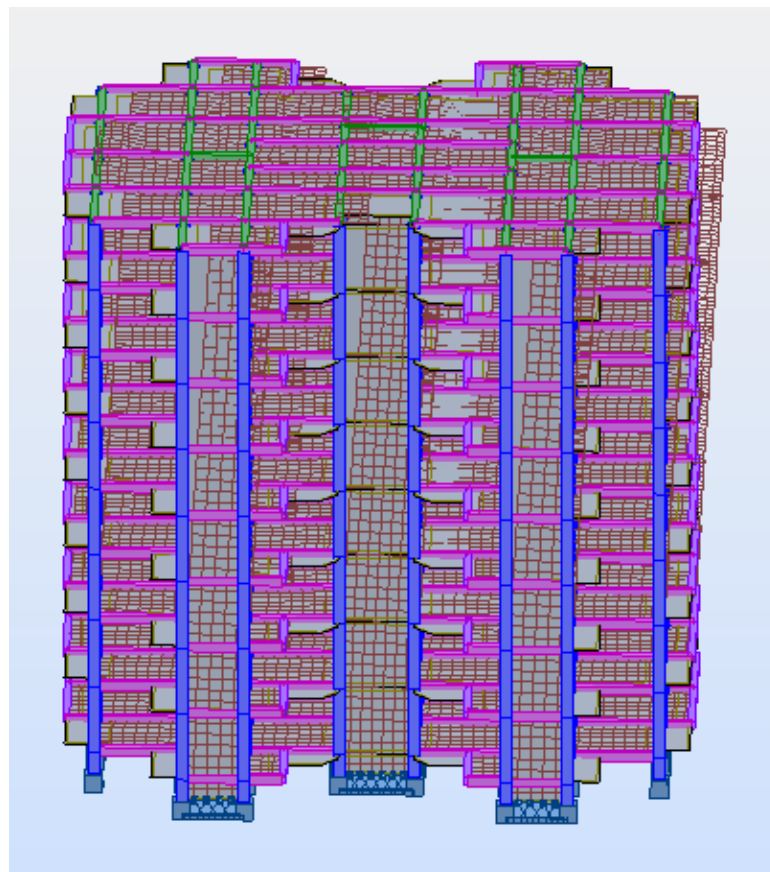


Figure V-6 : 2^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

Mode (3) :

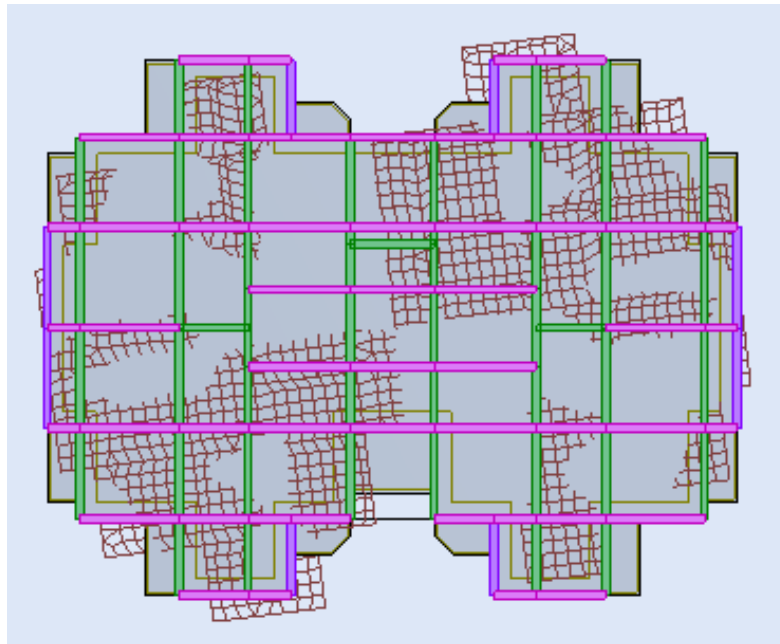


Figure V-7 : 3^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2020)

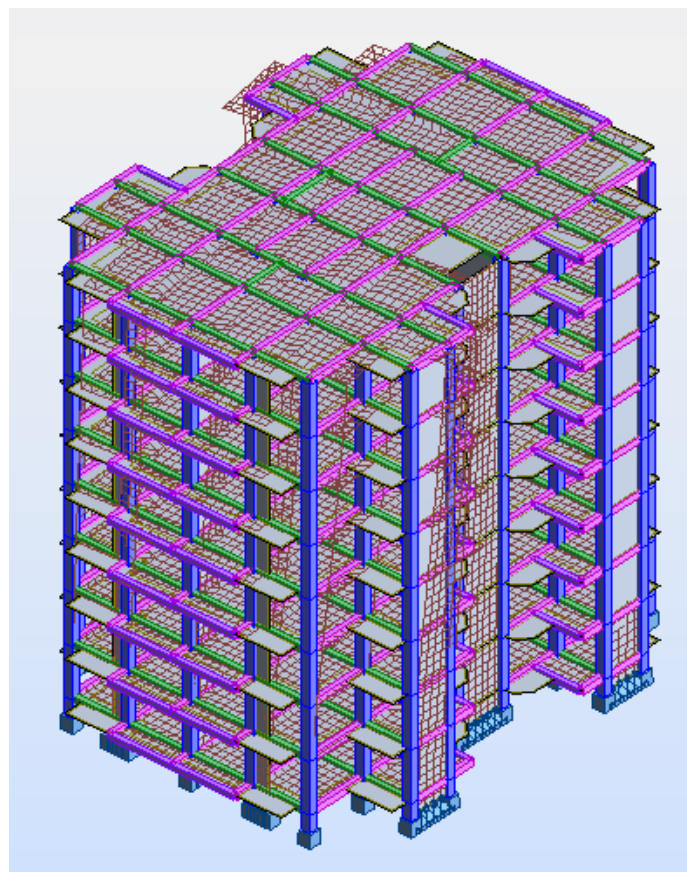


Figure V-8 : 3^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

V.7. Calcul de poids total de la structure :

Le calcul des masses se fait à partir de la descente de charge et des dimensions des différents éléments de l'ouvrage, pour les charges d'exploitations elles sont prises avec un coefficient de 20% préconisé par le RPA 99 version 2003.

W : poids total de la structure.

$$\sum_i^n W_i \text{ avec } W = W_G + \beta W_Q$$

✓ **Dernier niveau :**

$$W_{G7} = W_{\text{Plancher}} + W_{(1/2) \text{ voile}} + W_{(1/2) \text{ Poteau}} + W_{\text{Poutres}} + 0.8 W_{\text{maçonnerie}} + W_{\text{Acrotère}} + W_{\text{ascenseur}}$$

$$W_{Q7} = Q_{\text{Plancher}} \times S_{\text{Plancher}} + Q_{\text{ascenseur}}$$

✓ **Niveau 6 :**

$$W_{G6} = W_{\text{Plancher}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{Poteau}} + W_{\text{Poutres}} + 0.8 \times W_{\text{maçonnerie}} + W_{(1/2) \text{ escalier}} + W_{\text{balcon}} + W_{\text{ascenseur}}$$

$$W_{Q6} = Q_{\text{Plancher}} \times S_{\text{Plancher}} + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}} + Q_{\text{Escalier}} \times S_{\text{Escalier}}$$

✓ **Niveau 5 à RDC :**

$$W_{G5} = W_{\text{Plancher}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{Poteau}} + W_{\text{Poutres}} + W_{\text{balcon}} + 0.8 \times W_{\text{maçonnerie}} + W_{\text{escalier}} + W_{\text{ascenseur}}$$

$$W_{Q5} = Q_{\text{Plancher}} \times S_{\text{Plancher}} + Q_{\text{Escalier}} \times S_{\text{Escalier}} + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$$

❖ **Dans notre cas :**

- **poids de chaque étage**

Etage	Masse (KN)
7	4585.57448
6	4894.746965
5	4936.853380
4	4936.853380
3	4936.853380
2	4936.853380
1	4936.853380
RDC	4936.853380
Total	39101.44173

$$W_{GT} = W_{G7} + W_{G6} + W_{G5} + W_{G4} + W_{G3} + W_{G2} + W_{G1} + W_{GRDC}$$

$$W_{GT} = 4508.23108 + 4764.308285 + 4806.4147 + 4806.4147 + 4806.4147 + 4806.4147 + 4806.4147 + 4806.4147$$

$$W_{GT} = 39101.44173 \text{ KN}$$

$$W_{QT} = W_{Q7} + W_{Q6} + W_{Q5} + W_{Q4} + W_{Q3} + W_{Q2} + W_{Q1} + W_{QRDC}$$

$$W_{QT}=386.717+652.1934+652.1934+652.1934+652.1934+652.1934+652.1934+652.1934$$

$$W_{QT}=4299.977 \text{ KN}$$

Donc :

$$W= W_{GT} + \beta.W_{QT} \quad \text{avec : } 0.2$$

$$W=39101.44173 \text{ KN}$$

V.8. Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

$$V_{\text{statique}} = \frac{0.08 \times 2.205 \times 1.15}{4} \times 39101.44173 = 1983.029617 \text{ KN.}$$

V.8.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

$$V_{X \text{ dynamique}} = 2159.74 \text{ KN.}$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = 2030.08 \text{ KN.}$$

Tableau V-3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$0,8 V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_x	2159.74	1983.03	Condition vérifiée
E_y	2030.08	1983.03	Condition vérifiée

V.8.2. Vérification de la période :

On doit vérifier que :

$$T_{\text{Empirique}} \leq T_{\text{Analytique}} \leq 1.3 T_{\text{Empirique}}$$

$$0.50 \leq 0.56 \leq 0.65 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.8.3. Vérification de déplacement :

➤ Justification vis-à-vis des déformations :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**). **Le déplacement** total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau :

V.8.4. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 ver 2003 /A.4.4.3 p51) le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k

R : Coefficient de comportement de la structure.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta \times (k - 1)$$

Déplacement relatif admissible (toléré) :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

h_e : hauteur d'étage

$$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots \dots CV.$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Tableau V-4 : vérification des déplacements suivant le sens X et Y

niveau	$\delta_{ek}(cm)$		$\delta_k(cm)$		$\Delta_K (cm)$		Δ_{radm}	Observation
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		
RDC	0.16	0.25	0.64	1.00	0.64	1.00	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots CV$
1	0.26	0.40	1.04	1.60	0.40	0.60	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots CV$
2	0.33	0.49	1.32	1.96	0.28	0.36	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots CV$
3	0.37	0.54	1.48	2.16	0.16	0.20	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots CV$
4	0.38	0.55	1.52	2.20	0.04	0.04	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots CV$
5	0.38	0.54	1.52	2.16	0.00	0.04	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots CV$
6	0.37	0.51	1.48	2.04	0.04	0.12	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots CV$
7	0.34	0.47	1.36	1.88	0.12	0.16	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots \dots CV$

V.8.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

Calcul V_k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \text{ avec : } \begin{cases} F_t = 0.07 \times V \times T \dots \dots \dots \text{ si : } T \leq 0.07 \text{ sec} \\ F_t = 0 \dots \dots \dots \text{ si : } T > 0.07 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes Dans notre cas On a :

$$T = 0,63 \text{ sec} \leq 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow (\text{RPA 99version2003/4. 2. 5}).$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$$F_i = \left[\frac{(V_t - F_t) \times W_i H_i}{\sum (W_i \times h_i)} \right]$$

W_i: Poids propre de l'étage.

h_i: hauteur cumulée à la base de la structure.

V_t: Force sismique totale.

$$\begin{cases} V_{X \text{ dynamique}} = 2159.74 \text{ KN} \\ V_{Y \text{ dynamique}} = 2030.08 \text{ KN} \end{cases}$$

TableauV-5 : Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveau	H _i (m)	W _i (m)	W _i H _i	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
RDC	4.06	4936.853380	24103.62472	90.14078268	84.72918041
1	7.12	4936.853380	35150.39607	131.4526031	257.1334072
2	10.18	4936.853380	50257.16741	187.9476825	176.6642426
3	13.24	4936.853380	65363.93875	244.4427619	229.7676396
4	16.30	4936.853380	80470.71009	300.9378413	282.8710367
5	19.36	4936.853380	95577.48144	357.4329207	335.9744338
6	22.42	4894.746965	109740.2270	401.397609	385.7593868
7	25.48	4585.574480	116840.4378	436.950402	410.7180828
Total	/	39101.44173	577513.9832	2150.70	1986.95

D'après le **RPA 99 V2003 (article 4.2.6)**, L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i \left\{ \begin{matrix} \sum F_{KX} \\ \sum F_{KY} \end{matrix} \right.$$

Tableau V-5 : les efforts tranchants résultants

Niveau	H _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _{KX} (KN)	V _{KY} (KN)
RDC	4.06	90.14078268	84.72918041	2150.70	1986.95
1	7.12	131.4526031	257.1334072	2060.559217	1902.22082
2	10.18	187.9476825	176.6642426	1872.611535	1725.56577
3	13.24	244.4427619	229.7676396	1628.168773	1495.788937
4	16.30	300.9378413	282.8710367	1327.230932	1212.917901
5	19.36	357.4329207	335.9744338	969.7980109	876.94344669
6	22.42	401.397609	385.7593868	568.4004019	491.1840801
7	25.48	436.950402	410.7180828	131.4499999	80.46599189
Total	/	2150.70	1986.95	10708.93	9772.04

V.8.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

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 ».

Tableau V-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X (Combinaison Ex)

Niveau	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_{KX} (KN)	h_K (cm)	θ	
RDC	39101.441	0.64	2150.700	306	0.038	CV
1	34164.588	0.40	2060.559	306	0.022	CV
2	29227.735	0.28	1872.612	306	0.014	CV
3	24290.882	0.16	1628.169	306	0.008	CV
4	19354.028	0.04	1327.231	306	0.002	CV
5	14417.175	0.00	969.798	306	0.000	CV
6	9522.428	0.04	568.400	306	0.002	CV
7	4936.853	0.12	131.450	306	0.015	CV

Tableau V-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (Combinaison Ey)

Niveau	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_{KY} (KN)	h_K (cm)	θ	
RDC	39101.441	1.00	1986.950	306	0.064	CV
1	34164.588	0.60	1902.221	306	0.035	CV
2	29227.735	0.36	1725.566	306	0.020	CV
3	24290.882	0.20	1495.789	306	0.011	CV
4	19354.028	0.04	1212.918	306	0.002	CV
5	14417.175	0.04	876.944	306	0.002	CV
6	9522.428	0.12	491.184	306	0.008	CV
7	4936.853	0.16	80.466	306	0.003	CV

V.8.6. Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

Ms: Moment stabilisant $M_s = W \times L/2$

Mr: Moment renversant : $M_r = \sum_i^n F \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

1. Moment stabilisant :

$$\text{Sens X : } M_s = 39101.44173 \times \frac{20.75}{2} = \mathbf{405677.46 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Sens Y : } M_s = 39101.44173 \times \frac{24.70}{2} = \mathbf{482902.81 \text{ KN.m}}$$

2. Moment renversant :

$$\text{Sens X : } M_r = \sum_i^n F \times h_i = \mathbf{38409.66248 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Sens Y : } M_r = \sum_i^n F \times h_i = \mathbf{37246.03976 \text{ KN.m}}$$

✓ **Sens longitudinal :**

Tableau V-8 : vérification de renversement sens longitudinal

W(KN)	L (m)	L/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr KN.m)	Ms/Mr	Vérification
39101.441	20.75	10.375	405677.46	38409.66248	10.562	CV

✓ **Sens transversal :**

Tableau V-9 : vérification de renversement sens transversal

W(KN)	L (m)	L/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr KN.m)	Ms/Mr	Vérification
39101.441	24.70	12.35	482902.81	37246.03976	12.965	CV

V.9. Conclusion:

Après l'analyse sismique et dynamique de la structure suivant le logiciel Robot, on déduit les résultats suivants :

- Les modes de notre structure sont vérifiés où les trois premiers modes sont de deux translations et une torsion, avec la vérification des périodes de chaque mode.
- La condition des efforts tranchant à la base ($V_{\text{robot}} > 0.8 V_{\text{MSE}}$) est vérifiée.
- Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens : Donc les déplacements sont vérifiés.
- Les effets de second ordre (effet P-Δ) peuvent être par conséquent négligés conformément à RPA 99.
- La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA 99 / version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre VI :

FERRAILLAGE DE LA SUPERSTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation.

Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister en tenant compte les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « **BAEL91et RPA99** » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

VI.2. Ferrailage des portiques :

VI.2.1. Les poteaux :

VI.2.1.1. Combinaisons des charges :

- $1.35G+1.5Q$ selon **BAEL91**.
- $G+Q \pm E$ Selon **RPA99/V2003**.
- $0,8G \pm E$ Selon **RPA99/V2003**.

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

VI.2.1.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

✓ **Situation durable :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ mpa} \\ \sigma_{bc} = 14.17 \text{ mpa} \\ \sigma_s = 348 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

✓ **Situation accidentelles :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1.00 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ mpa} \\ \sigma_{bc} = 18.48 \text{ mpa} \\ \sigma_s = 400 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

VI.2.1.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion

"M" dans les deux sens « longitudinal, et transversal ». Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

On a 1 seul type de poteaux **(50 × 50) cm**

Les calculs se font, en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.2.1.3.1. Armatures longitudinales :

D'après le **RPA99 /ver 2003(Art.7.4.2.1)** :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de **0.7%**.

Poteau (50 × 50): $A_{min} = 0,007 \times 50 \times 50 = 17.5 \text{ cm}^2$

- ✓ Leur pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

$A_{max} \text{ (zone de recouvrement)} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

$A_{max} \text{ (zone courante)} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

- ✓ Le diamètre minimum est de **12 mm**
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** ;
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

VI.2.1.3.2. Armatures transversales :

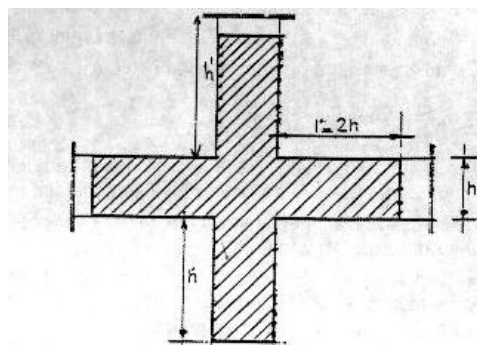
$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

- ✓ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

Eviter les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement. Positionner les armatures longitudinales.

- ✓ **Détermination de la zone nodale :**



FigureVI-1 : zone nodales

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel ROBOT 2014,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Les sollicitations internes pour le poteau (Cas 1).

Combinaisons	ELU		0,8G ± E		G+Q ± E		ELS	
Poteau (50x50)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)
Cas 1	1596.25	19.65	1456.24	22.39	1026.85	27.36	986.3	14.32

Tableau VI-2 : Les sollicitations internes pour le poteau (Cas 2).

Combinaisons	ELU		0,8G ± E		G+Q ± E		ELS	
Poteau (50x50)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	M _{max} (KN)	N _{core} (KN)
Cas 2	30.92	985.22	24.72	159.90	37.66	891.69	19.43	713.02

Tableau VI-3 : Les sollicitations internes pour le poteau (Cas 3).

Combinaisons	ELU		0,8G ± E		G+Q ± E		ELS	
Poteau (50x50)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)
Cas 3	407.67	2.78	48.71	3.98	139.01	3.42	298.7	2.04

✓ **Etat limite de stabilité de forme :**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times L_f}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$\emptyset$: Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé

$$M_u = N_u(e_1 + e_a + e_2)$$

1. ELU:

$$\begin{cases} N_u = 1596.25 \text{ KN} \\ M_u = 19.65 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.014 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) = \max \left(2\text{cm} ; \frac{306}{250} \right)$$

$$e_a = 0.02\text{m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right)$$

$$\alpha = 0.85 ; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = 0.012 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 = 0.046$$

➤ **Calcul le coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0.555$$

➤ **Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = 0.140$$

$$\xi = 0.140$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.140 \times 0.50 = 0.07 \text{ m}$$

➤ **La règle du millième :**

$$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s\min} = 4 \times [(0.50 + 0.50) \times 2] = 8.00 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s, \min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

➤ **Calcul du Moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 392.68 \text{ KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{U, \text{fictif}}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

- **Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.273 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{donc : } A'_s = 0$$

➤ **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{U, \text{fictif}}$ et on obtient A_s et A'_s tel que:

▪ **La 1^{ère} section fictive :**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

▪ **La 2^{ème} section fictive :**

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.408$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.837$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 29.96 \text{ cm}^2$$

➤ **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A' = A'_{s, \text{fictif}} \quad A' = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 11.91 \text{ cm}^2$$

2. E.L.A: 0,8G + E :

$$\begin{cases} M_{\text{Max}} = 24.72 \text{ KN} \\ N_{\text{Cor}} = 159.90 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_{\text{Max}}}{N_u} = 0.155 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250} \right)$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right) = 0.85$$

$$\alpha = 0.85 \quad ; \quad \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = 0.012 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 = 0.187$$

➤ **Calcul le coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0.045$$

➤ **Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\xi = 0.165$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.072 \text{ m}$$

➤ **Calcul du Moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 60.28 \text{ KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif

$M_{Ufictif}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

- **Calcule du moment réduit ultime :**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.043 < \mu_l = 0.392$$

donc : $A'_s = 0$

➤ **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif M_{fictif} et on obtient A_s et A'_s tel que:

▪ **La 1^{ère} section fictive :**

$$A'_{sfictif} = 0 \text{ cm}^2$$

▪ **La 2^{ème} section fictive :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.55$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.78$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s,fictif} = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 11.91 \text{ cm}^2$$

3. ELA : G + Q ± E

$$\begin{cases} M_{\text{Max}} = 37.66 \text{ KN} \\ N_{\text{Cor}} = 891.69 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_{\text{Max}}}{N_{\text{Cor}}} = 0.042 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{150}\right)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 1.224\text{cm}) = 0.02\text{m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s}\right)$$

$$\alpha = 0.85 ; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = 0.012 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 = 0.074$$

➤ **Calcul le coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0.251$$

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

➤ **Calcul l'excentricité critique relative ξ :**

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\xi = 0.158$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.079 \text{ m}$$

➤ **Calcul du Moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{U \text{ fictif}}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A':**

- **Calcule du moment réduit ultime :**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.170 < \mu_I = 0.392$$

- **Détermination des armatures :**

Calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{U \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A'_s tel que:

▪ **La 1^{ère} section fictive :**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

▪ **La 2^{ème} section fictive :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.235$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.906$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 14.20 \text{ cm}^2$$

➤ **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A' = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 12.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \{ 2.50 ; 2.201 \}$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.50 \text{ cm}^2$$

donc :

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}; A_{\text{min}}^{\text{RPA}}) = 14.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; \frac{20e}{h} \right\} = 63.11$$

$$4.284 \leq 63.11$$

➤ **Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (N_{ser} ; M_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 17.20 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.013 \text{ m}$$

$$S = b \times h + 15A \rightarrow s = 2758 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -1.7$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

$$I = 404162.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = 3.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 3.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

- **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 47.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.26 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

VI.2.1.3.3. Calcul des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \dots \dots \dots \text{RPA. 99 Version. 2003 Article (7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \times b_1} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3 \rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \times b_1} = 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \times b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 2.50 \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

D'après le **RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).**

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$a \times b$: la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = (0.7 \times l_0) = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = 4.76 < 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.50$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

D'après les règles **RPA 99/V2003 : (zone I)**

▪ **Zone nodale :**

$$t \leq (10\phi_1, 15\text{cm}) \text{ en prend } t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ en prend } t' = 21 \text{ cm}$$

Diamètre des armatures transversales (**BAEL 91**) :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{L.\max}}{3}$$

Donc on prendra $\phi_1 = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

✓ **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_t \times f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_t \times f_e} = 1.00 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte **3Ø8 = 3.02 cm²**

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = 4.7$$

On a :

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{en prend : } \frac{A_{t.\min}}{t \times b_1} = 0.4\%$$

$$A_{t.\min} = 0.4\% t \times b_1$$

$$A_{t.\min} = 0.4\% t \times b_1 = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{t.\min} = 2.70 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 80\text{cm}$$

h : hauteur de la poutre

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$h' = 60\text{ cm}$$

→ [7(cadre + étrier) pour 0.60 m]

VI.2.1.4. Ferrailage numérique des Poteaux : (flexion composé) :

Tableau VI-4 : Ferrailage des poteaux.

Cas	Situation	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	Ferrailage longitudinal	
			Section (cm^2)	choix
1	DUR	17.50	18.34	8Ø16 + 2Ø12
2	ACC	17.50		
3	ACC	17.50		

VI.2.1.5. Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} ; N_{ser}) La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
2.03	3.50	15	ok

VI.2.1.6. Les armatures transversales :

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 : Ferrailage des armatures transversales.

$T_{u,\text{max}}(\text{KN})$	τ	$\bar{\tau}$	λ_g	ρ_a	A_{adop}	t(cm)	t'(cm)	A_t
62.76	0.26	3.33	4.76	2.5	3.02	15	21	Ø8

VI.2.1.7. Schéma de ferrailage des poteaux :

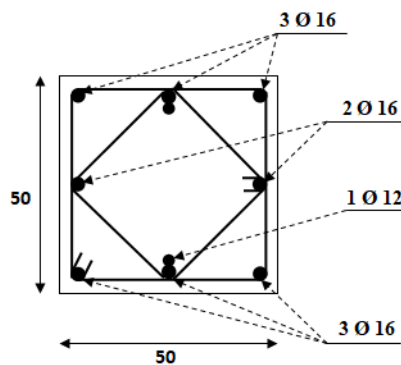


Figure. VI-2 : schéma de ferrailage des poteaux.

VI.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments fléchissant et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivante :

Tableau. VI-7 : situations pour le ferrailage des poutres.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

VI.2.2.1. combinaisons des charges :

Les combinaisons d'actions à pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

✓ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est données par : $1,35G + 1,5Q$.

✓ Etat limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure ; Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation : $G + Q$.

✓ Etat accidentelle :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. la combinaison des charges est donnée par la relation :

$G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003.

$0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003.

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

- E.L.U : $1,35G + 1,5Q$ Selon BAEL 99.
- Accidentels : $G+Q\pm E$ Selon RPA99/V2003.
- Accidentels : $0,8G\pm E$ Selon RPA99/V2003.

➤ Pour les poutres dans l'axe X :

$$G + Q \pm EY$$

$$0,8G \pm EY$$

➤ Pour les poutres dans l'axe Y :

$$G + Q \pm EX$$

$$0,8G \pm EX$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

VI.2.2.2. Etapes à suivre :

✓ Armatures longitudinales :

La contrainte limite du béton est :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$d=0.9 \times h$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : Moment fléchissant.

b : Largeur de la poutre.

d : La hauteur utile de la section.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

✓ Vérification :

➤ Selon BAEL 91 :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

➤ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\phi_t \leq \min \left(0.2; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \dots \dots \dots (\text{BAEL 91})$$

➤ Vérification à l'ELS :

- La fissuration est peut préjudiciable

- Si : $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, pas de vérification des contraintes à l'ELS.
- Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

➤ **Recommandations du RPA99 /ver 2003 :**

▪ **Armatures longitudinale : (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en **zone I**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° dans les poteaux.

▪ **Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➔ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right)$$

➔ En dehors de la zone nodale :

$$s_t \leq \frac{h}{2}$$

VI.2.2.3. Ferrailage des poutres :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après "**le ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**", les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-8 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.

	ELU		ELS		Effort
	$M_{Ut \text{ Max}}$ (KN.m)	$M_{Ua \text{ Max}}$ (KN.m)	$M_{Ut \text{ Max}}$ (KN.m)	$M_{Ua \text{ Max}}$ (KN.m)	Tranchant
					V_u (KN)
Poutre Principale	38.51	74.50	28.10	54.62	70.72
Poutre Secondaire	22.58	58.81	16.51	42.51	67.54

VI.2.2.3.1. Poutre Principales :

✓ **Armatures longitudinales :**

➤ **Condition imposées par le RPA99/V2003 :**

Poutre principales : $A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$

➤ **Condition imposées par le BAEL. 91 modifié 99 :**

Poutre principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2$

▪ **En travée :**

- **ELU :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.9 \times h = 0.36 \text{ m}$$

$$M_u = 38.51 \text{ KN.m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.070 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.091$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.34 \text{ m}$$

$$A_s = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_s; A_{\min}; A'_{\min}) = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3 \text{ } \emptyset 14 + 3 \text{ } \emptyset 12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.37$$

$$\alpha = 0.091 \leq \bar{\alpha} = 0.44 \dots \dots \dots \text{cv}$$

▪ **Sur appuis :**

- **ELU :**

$$M_u = 74.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.135 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.181$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.33 \text{ m}$$

$$A_s = 6.49$$

$$A_t = \max(A_s; A_{\min}; A'_{\min}) = 6.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3 \text{ } \emptyset 14 + 3 \text{ } \emptyset 12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.37$$

$$\alpha = 0.181 \leq \bar{\alpha} = 0.44 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 70.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.66 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.66 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis BAEL 91 :**

avec :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$V_u = 70.72 \text{ KN} < 648.81 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant ou voisinage d'appuis.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{398} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{398} = 0.1 \geq 0.052 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{8.01}{1080} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.007 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Les armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

➤ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2)** on a :

▪ **zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm} \right)$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

▪ **zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91 (Art A .5.1.2.2)

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :

$$A_{t,\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) \rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 Ø 8 = 2.01 cm²**

VI.2.2.3.2. Poutre Secondaires :

✓ **Armatures longitudinales :**

➤ **Condition imposées par le RPA99/V2003 :**

$$\text{Poutre secondaires : } A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition imposées par le BAEL. 91 modifié 99 :**

$$\text{Poutre secondaires : } A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1.14 \text{ cm}^2$$

▪ **En travée :**

- **ELU :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$B = 35 \times 30 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.9 \times h = 0.315 \text{ m}$$

$$M_u = 22.58 \text{ KN.m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.054 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.069$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.31 \text{ m}$$

$$A_s = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_s; A_{\min}; A'_{\min}) = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopte **6 Ø 12 = 6.79 cm²**

- **ELS :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.37$$

$$\alpha = 0.069 \leq \bar{\alpha} = 0.44 \dots \dots \dots \text{cv}$$

▪ **En appuis :**

- **ELU :**

$$M_u = 58.81 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.139 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.188$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.29 \text{ m}$$

$$A_s = 5.82$$

$$A_t = \max(A_s; A_{\min}; A'_{\min}) = 5.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 6 \text{ } \emptyset 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.38$$

$$\alpha = 0.188 \leq \bar{\alpha} = 0.44 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 67.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.72 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis BAEL 91 :**

avec :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 31.5 = 28.35 \text{ cm}$$

$$V_u = 67.54 \text{ KN} < 567.71 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant ou voisinage d'appuis.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{390} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{390} = 0.1 \geq 0.038 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{8.01}{945} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.008 \leq 0.0105 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Les armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 1 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400

➤ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

▪ **zone nodale :**

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$

▪ **zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$

✓ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91 (Art A .5.1.2.2)

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :**

$$A_{t,\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t^{\text{BAEL}}, A_t^{\text{RPA}}) \rightarrow A_t = 1.35\text{cm}^2$$

On adopte **4 Ø 8 = 2.01 cm²**

Tableau VI-9 : Tableau récapitulation des ferrailages des poutres.

Poutres	Position	A(cm ²)	Barre choisis
P.P (30 ×40)	Travée	6.00	3 Ø 14 + 3 Ø 12 = 8.01 cm ²
	Appuis	6.49	3 Ø 14 + 3 Ø 12 = 8.01 cm ²
P.S (30 ×35)	Travée	5.25	6 Ø 12 = 6.79 cm ²
	Appuis	5.82	6 Ø 12 = 6.79 cm ²

VI.2.2.4. Schéma de ferrailage des poutres :

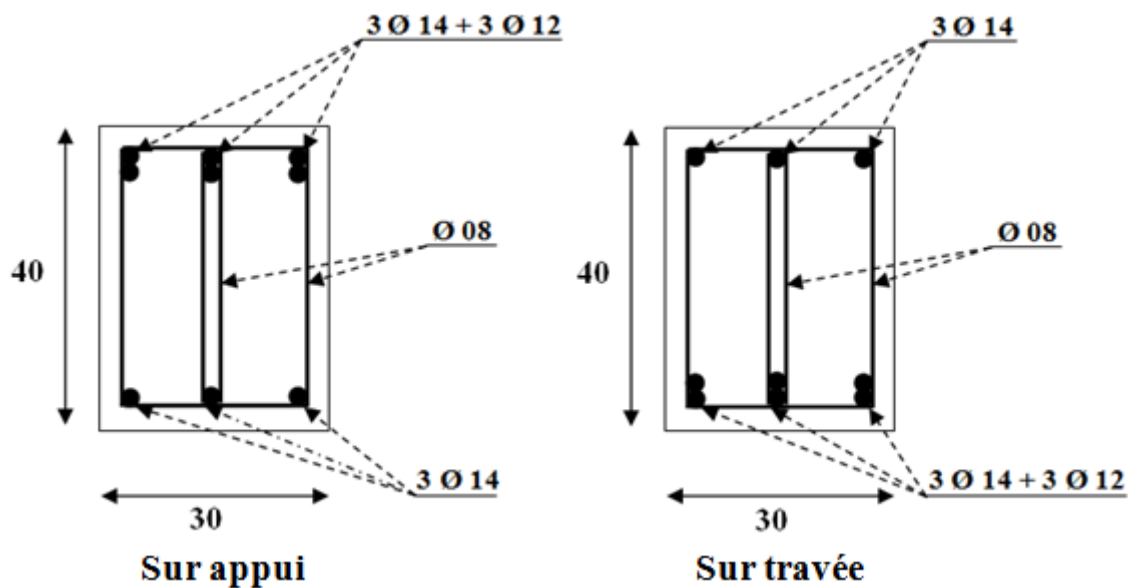


Figure. VI-3 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

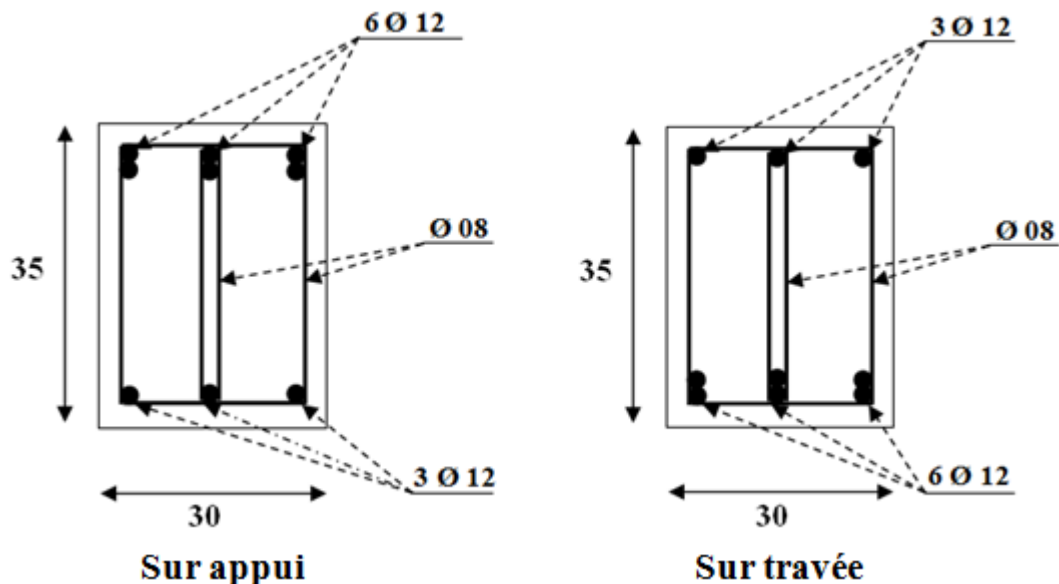


Figure. VI-4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant, efforts tranchants et l'effort normal. La disposition des voiles sera déterminée selon les efforts engendrés et leur ferrailage sera menée de la manière suivante :

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

VI.3.1. Prescription imposées par l'RPA99/2003 :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99/2003) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $0.8G \pm E$: pour le ferrailage a la flexion

- ✓ $G+Q\pm E$: pour la vérification de la résistance du béton à la compression.

VI.3.2. Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $(1/10)$ de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm ($S_t \leq 15\text{cm}$). Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

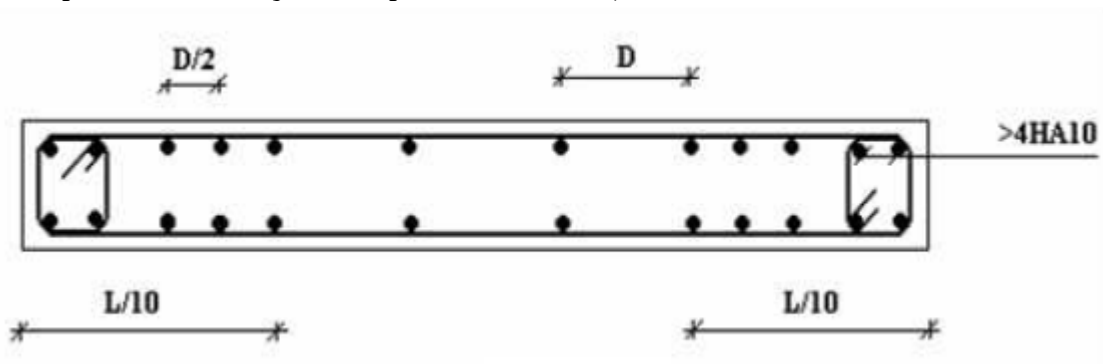


Figure VI-5 : section transversale de voile.

VI.3.3. Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont disposées selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de $10\varnothing$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.3.4. Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes : (**Art 7.7.4.2 RPA/Version2003**):
 - $S \leq 1.5 \times e$
Avec e : épaisseur du voile
 - $S \leq 30 \text{ cm}$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles sur mètre carré
- ✓ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40\varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - $20\varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VI.3.5. Ferrailage verticale :

Le calcul se fera pour des barres verticales dont la longueur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) \quad \text{Art 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nus de planchers de trumeau considéré.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

VI.3.6. Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- ✓ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v$$

S : surface.

I : moment d'inertie.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

v : La position de l'axe neutre

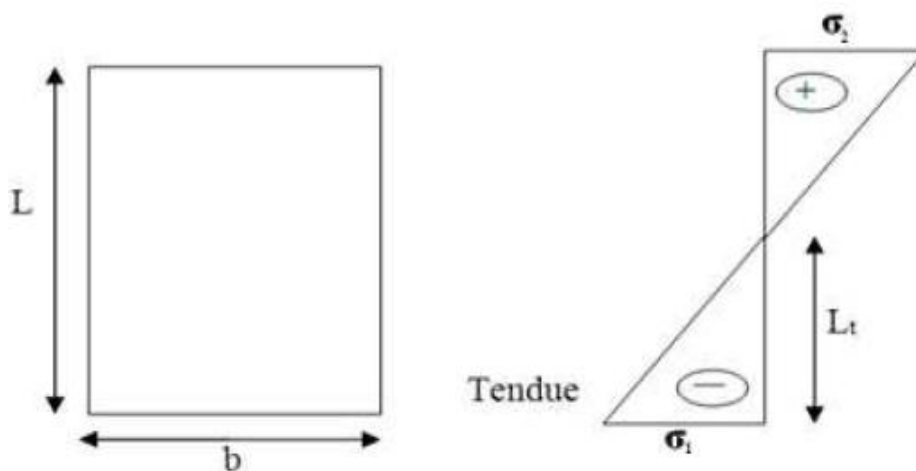


Figure VI-6 : Section partiellement comprimée.

Si : $M > 0$; $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{(L + L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0.5 \times \sigma_1 \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

Si: $M > 0$, $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{(L + L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

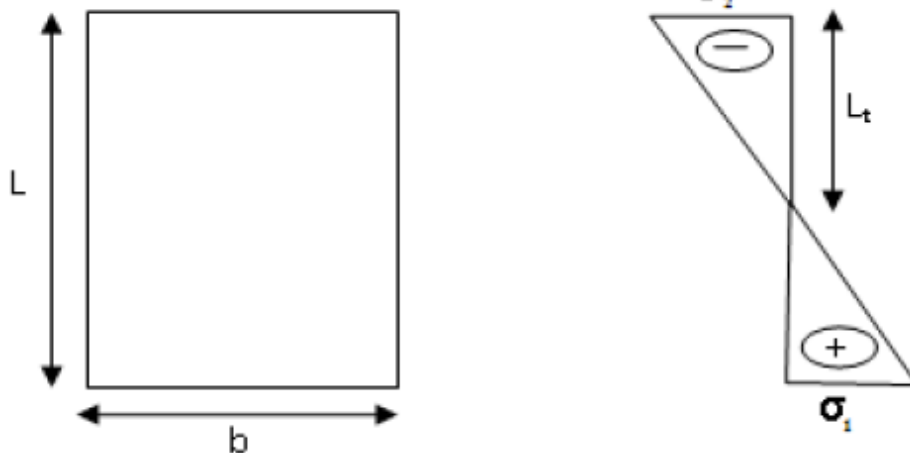


Figure VI-7 : Section partiellement comprimée.

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0.5 \times \sigma_2 \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

✓ Section entièrement comprimée : (S E C)

Dans ce cas on a deux contraintes de compression (σ_1, σ_2) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire est exigée par l' **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

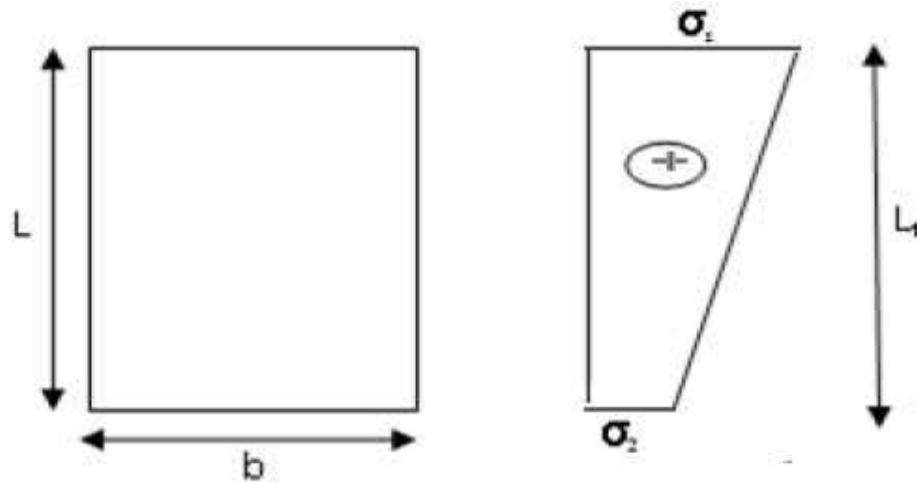


Figure VI-8 : Section entièrement comprimée.

✓ Section entièrement tendue : (S E T)

Dans ce cas on a deux contraintes de traction (σ_1, σ_2) la longueur tendue est égale à « L » $\rightarrow L = L_t$ L'effort de traction est donnée par :

$$T = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) \times L \times b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

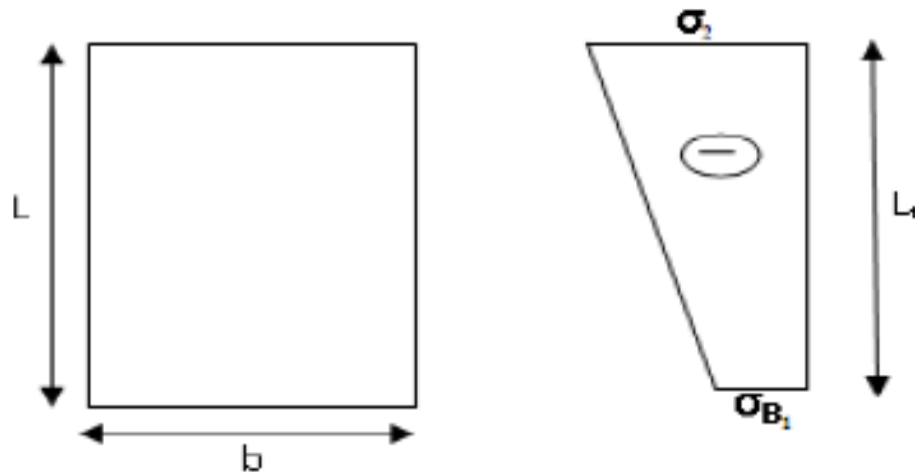


Figure VI-9 : Section entièrement tendue.

VI.3.7. Calcul de ferrailage voiles pleins :

VI.3.7.1. Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$ Globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$ dans la zone courante.

VI.2.1.2. Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité de voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

✓ **Exemple de calcul : cas le plus défavorable**

➤ **Voile V1 :**

$$S = 0.77 \text{ m}^2$$

$$V = 1.925 \text{ m}$$

$$b = 0.2 \text{ m}$$

$$I = \frac{(b \times L^3)}{12} = 0.95 \text{ m}^4$$

$$M_{z,\max} = 1301.78 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 153.96 \text{ KN.m}$$

D'après **(RPA99.version 2003)** Suivant la formule **de Navier Bernoulli** :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times v = -2437.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times v = 2837.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -2.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 2.84 \text{ MPa} \rightarrow (\text{section partiellement comprimée})$$

$$L_t = \frac{L \times \sigma_2}{(\sigma_2 + \sigma_1)} = 2.07 \text{ m}$$

$$L = L - L_t = 1.78 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L}{3}\right) = 1.19 \text{ m}$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = 0.5 \times \sigma_1 \times L_t \times b = 504.64 \text{ KN}$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e} = 14.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 0.2\% \times b \times L_t = 8.28 \text{ cm}^2$$

✓ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L = 11.94 \text{ cm}^2$$

donc:

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\min}) = 14.51 \text{ cm}^2$$

On adopte **12Ø14** dans la zone tendu

En zone courante :

soit : **12Ø14 ($A_s = 18.47 \text{ cm}^2$).**

En zone d'about :

soit : **5Ø14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$).**

✓ **L'espacement :**

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min (1,5 \times e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend: $S_t = 30\text{cm}$.

- Longueur de zone courante :

$$L_c = L - \left(\frac{L}{10} \times 2 \right) = 3.19\text{m}$$

- Nombre des barres :

$$N = \frac{L_c}{S_t} + 1 = 12$$

▪ **En zone d'about:**

$$S_t = \frac{S_t}{2} = 15\text{ cm}$$

On prend: $S_t = 10\text{ cm}$.

- Longueur de zone d'about :

$$L_a = \left(\frac{L}{10} \right) = 0.385\text{ m}$$

- Nombre des barres :

$$N = \frac{L_a}{S_t} + 1 = 5$$

❖ **Diamètre**

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} = 20\text{ mm}$$

on adopte $\emptyset = 14\text{ mm}$

▪ **En zone courante :**

soit : **12Ø14 ($A_s = 18.47\text{ cm}^2$).**

▪ **En zone d'about :**

soit : **5Ø14 ($A_s = 7.70\text{ cm}^2$).**

$$A_{v.\text{adopte}} = 18.47 + (2 \times 7.70) = 33.87\text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux VI-10 : Ferrailages des voiles.

Sens		X-X		Y-Y	
Etages		RDC → 3 ^{ème}	4 ^{ème} → 7 ^{ème}	RDC → 3 ^{ème}	4 ^{ème} → 7 ^{ème}
L	(m)	3.85	3.85	3.50	3.50
N	(KN)	153.96	935.03	217.34	977.25
M_Z	(KN.m)	1301.78	232.61	1411.26	213.64
σ₁	(MPa)	-2.44	0.74	-3.04	0.78
σ₂	(MPa)	2.84	1.69	3.78	1.92
Nature	/	SPS	SEC	SPS	SEC
L_t	(m)	2.07	/	1.94	/
A_{cal}	(cm ²)	14.51	/	16.97	/
A_{RPA}	(cm ²)	8.28	/	7.76	/

A_{min}	(cm ²)	11.94	11.94	10.5	10.5
A_v	(cm ²)	33.87	33.87	40.21	40.21
S_{t,about}	(cm)	10	10	10	10
S_{t,courante}	(cm)	30	30	30	30
Armature d'about	(cm ²)	6Ø14	6Ø14	4Ø16	4Ø16
Armature courante	(cm ²)	12Ø14	12Ø14	10Ø16	10Ø16

VI.2.1.3. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

✓ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1.4 \times \frac{T_{cal}}{b_0 \times d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile. T=428.19 KN.

b₀ : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0,9.h.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = 1.08 \text{ Mpa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \quad (\text{L'article 7.7.2 RPA99/version 2003}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = 1.08 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa}$$

✓ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'â mes est donnée par la relation suivante :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_{BAEL}}{S_t} = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{ij} \times k) \times b}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

k = 0 (pour prendre en compte la reprise de bétonnage) α = 90°, S_t ≤ (1,5e, 30cm) = 30cm.

$$A_{BAEL} = \frac{\tau_u \times S_t \times b}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = 2.07 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t \geq 1.99 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$\text{➤ pour : } \tau \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa} \rightarrow A_{RPA} = 0.0015 \times b \times S$$

$$\text{➤ pour : } \tau > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa} \rightarrow A_{RPA} = 0.0015 \times b \times S$$

Donc :

$$\tau_u = 1.08 \text{ Mpa} > 0.625 \text{ Mpa.}$$

$$A_{RPA} = 0.0025 \times b \times S = 1.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4 \text{ } \varnothing 14 = 4.52 \text{ cm}^2$

VI.2.1.4. Schéma ferrailage de voile :

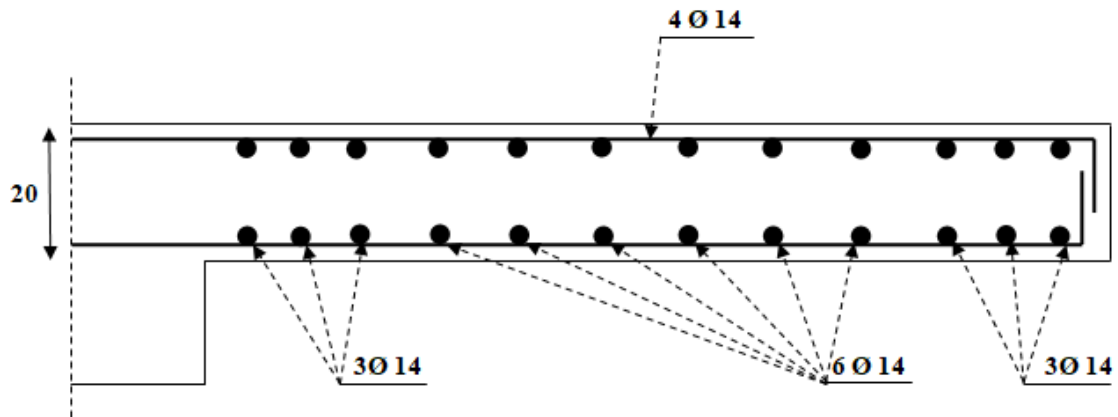


Figure VI-11 : Schéma de ferrailage de voile V₁

Chapitre VII :

FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.1. Etude des fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

✓ Fondation superficielles :

Semelles isolées.

Semelles filantes.

Semelles général.

✓ Fondation profondes :

Semelles sur puits.

Semelles sur pieux.

VI.2. Calcul des semelles :

VI.2.1. Règlement de calcul :

L'ouvrage sera fondé sur sol meuble sa contrainte est de 2.0 bars atteint à une profondeur de 2.00 m. Cette contrainte est utilisée par la suite pour le calcul des fondations.

Les règlements qui seront utilisés dans cette note de calcul sont celles du **RPA 99/version 2003** pour le dimensionnement des éléments porteurs et le **BAEL 91** concernant le béton armé.

VII.2.2. Pré dimensionnement :

✓ Semelle de centre :

$$N = 1596.25 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{SOL}} = 2 \text{ bar}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{SOL}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{SOL}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

Avec : $a = 50 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{SOL}}}} = 2.82 \text{ m}$$

On prend : $A = B = 3.00 \text{ m}$

✓ **Conclusion :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable on adopte choix d'un radier général

VII.3. Etude du radier :

VII.3.1. Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol. Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable

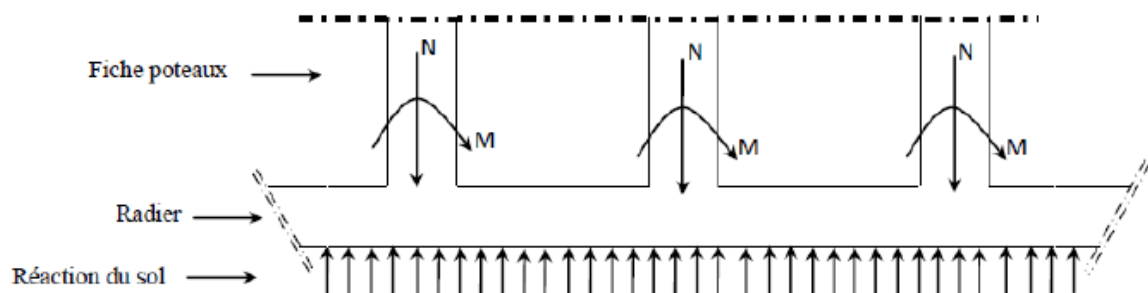


Figure VII-1 : Schéma du radier général.

VII.3.2. Sollicitations :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t$$

$$\text{ELS : } N_s = G_t + Q_t$$

Avec :

G_t : la charge permanente totale

G_t : 39101.44173 KN

Q_t : la charge d'exploitation totale

Q_t : 4299.977 KN

Donc : $N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 59236.91 \text{ KN}$

$N_s = G_t + Q_t = 43401.42 \text{ KN}$

VII.3.3. pré-dimensionnement du radier :

$$L=3.98\text{m}$$

L : La plus grande longueur entre les poteaux.

✓ **Radier (Dalle) :**

$$e \geq \frac{L}{20} = 19.9 \text{ cm}$$

on prend $e = 30 \text{ cm}$

✓ **Poutre de libage (nervure) :**

$$h \geq \frac{L}{10}, h \geq 39.8 \text{ cm}$$

on prend : $h = 80 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_{\text{SOL}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N = N_{\text{ser}} + P_s + P_p + P_r$$

P_s : Poids de la semelle (radier).

P_p : Poids de la poutre de libage.

P_r : Poids du remblai.

A: La section de bâtiment. $A = 414.04 \text{ m}$

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 30 cm de chaque coté et dans les deux directions qui nous donnent une surface d'assise :

$$A_r = 445.162 \text{ m}^2$$

$$P_s = A \times e \times \rho_b = 3338.715 \text{ KN}$$

$$P_p = b \times h \times l \times \rho_b = 49.75 \text{ KN}$$

$$P_r = \gamma \times A \times B = 3783.877 \text{ KN}$$

$$N = 50573.762 \text{ KN}$$

Alors :

$$\sigma = \frac{N}{A} = 113.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = 113.61 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{SOL}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : L_e : longueur élastique donnée par

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40 \text{ MN/m}^3$ [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305].

E : module d'Yong du béton ($E = 3,21.10^4 \text{ MPa}$)

I : inertie de la poutre

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 2.13 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

B : largeur de la poutre.

L: La longueur maximale entre les poteaux (L=3.98 m).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}} = 3.42 \text{ m}$$

$$L = 5.65 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 6.82 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VII.3.3.1. les Vérifications nécessaires :

✓ **Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte tangentielle

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible

$T_u^{\max}$: Effort tranchant max , avec : $T_u^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max})$

ON a :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.98 \rightarrow \text{le panneau travaille suivant deux directions}$$

$$T_x = q \times \frac{l_x}{2}$$

$$T_y = q \times \frac{l_y}{2}$$

✓ **Calcul q :**

$$A = 445.162 \text{ m}^2$$

$$N_u = 59236.91 \text{ KN}$$

$$q = \frac{N_u}{A} = 133.068 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$T_x = q \times \frac{l_x}{2} = 259.48 \text{ KN}$$

$$T_y = q \times \frac{l_y}{2} = 264.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.736 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \dots \dots \dots \text{CV}$$

VII.3.3.2. Vérification au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite (**BAEL 91**) :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \times h_n \times f_{c28}$$

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u = 985.22 \text{ KN.}$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a_2(a + b + 2 \times h_t)) \text{ Dimensions du poteau de RDC (45×45) cm}^2.$$

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 \cdot h_t) = 3.00 \text{ m}$$

h_t : Epaisseur du radier.

$$N_u = 985.22 \text{ KN} \leq 2700 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

VII.3.3.3. Vérification de radier :

✓ Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times Z \times S_t$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2 \text{ m}$).

Sr : Surface du radier ($S_r = 445.162 \text{ m}^2$).

$$W = 59236.91 \text{ KN}$$

$$\alpha \times \gamma \times Z \times S_t = 13354.86 \text{ KN} \leq 59236.91$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

VII.3.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :

Le centre de gravité :

La surface totale du radier est $S = 483.185 \text{ (m}^2\text{)}$,

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} X_G = 12.35 \text{ m} \\ Y_G = 10.60 \text{ m} \end{cases}$$

VII.3.3.5. Les moment d'inerties :

$$\rightarrow \begin{cases} I_{XG} = 60977.03 \text{ m}^4 \\ I_{YG} = 81503.54 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VII.3.4. Vérification des contraintes dans le sol :

VII.3.4.1. Sollicitation du premier genre :

✓ On doit vérifier la contrainte du sol : A L ' ELS

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} = 147.64 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

✓ **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

M_r : est le moment de renversement (**Chapitre V : Étude sismique**).

Sens x-x : $M_r = 38409.66248$ KN.m

Sens y-y : $M_r = 37246.03976$ KN.m

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\bar{\sigma}_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4}$$

Reste toujours inférieur à $1,33\bar{\sigma}_{sol}$

✓ **ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 59236.91 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$1.50\bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{ry} \times Y_G}{I_Y}$$

$$\sigma_1 = 157.98 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 \leq 1.50\bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 148.08 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_2 \leq 1.50\bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{moy} = 150.555 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33\bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{rx} \times X_G}{I_X}$$

$$\sigma_1 = 160.66 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 \leq 1.50\bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 145.19 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_2 \leq 1.50\bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{moy} = 149.06 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33\bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **ELS :**

$$N_u = N_G + N_Q = 43401.42 \text{ KN}$$

➤ **Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{ry} \times Y_G}{I_Y}$$

$$\sigma_1 = 116.99 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 \leq 1.50 \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 107.10 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_2 \leq 1.50 \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{moy} = 109.57 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{rx} \times X_G}{I_X}$$

$$\sigma_1 = 119.78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 \leq 1.50 \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 104.31 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_2 \leq 1.50 \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{moy} = 108.18 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VII.3.4.2. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée peu nuisible.

❖ **Détermination des moments et des efforts :**

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

✓ **ELU :**

$$\mu_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2.4 \times \rho^3)}$$

$$\mu_y = \rho^2 \times (1 - 0.95 \times (1 - \rho)^2) \geq \frac{1}{4}$$

✓ **ELS :**

$$\mu_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2 \times \rho^3)}$$

$$\mu_y = \rho^2 \times \left(1 - \frac{2}{3} \times (1 - \rho)^2\right) \geq \frac{1}{4}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \dots \dots \dots \text{Sens de la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y \times q \times M_x \dots \dots \dots \text{Sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive :**

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive).}$$

➤ **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$$

❖ **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } Q_{ult} = \sigma_m^{ult} \times 1\text{m} = 150.555 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1\text{m} = 109.570 \text{ KN/m}$$

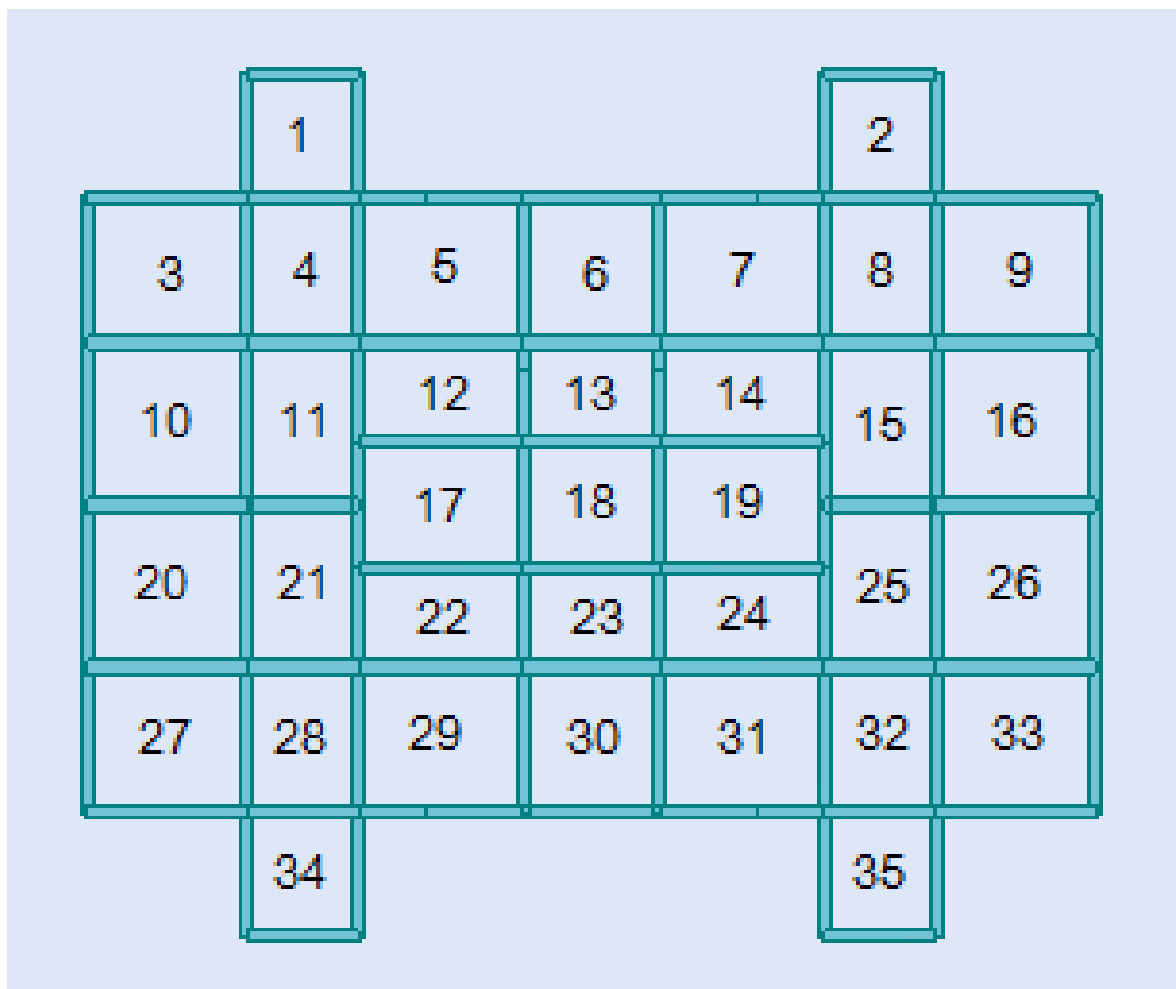


Figure VII-2: Schéma des panneaux.

VII.3.4.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$) :

On a le rapport des panneaux $0,4 \leq L_x/L_y \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens. Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Calcul des moments à l'ELU.

panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_x (KN/m)	M_y (KN/m)	M_{tx} (KN/m)	M_{ty} (KN/m)	M_{ax} (KN/m)
01-02-34-35	2.68	2.98	0.90	0.0456	0.7834	49.17	38.52	41.79	32.74	14.75
03-09-27-33	3.85	3.50	0.91	0.0447	0.8036	82.22	66.07	69.89	56.16	24.67
04-08-28-32	2.68	3.50	0.76	0.0608	0.5274	65.57	34.58	49.18	25.94	32.79
05-07-29-31	3.98	3.50	0.88	0.0476	0.7438	87.56	65.13	74.43	55.36	19.55
06-30	3.25	3.50	0.93	0.0428	0.8450	67.88	57.36	57.70	48.76	20.36
10-16-20-26	3.85	3.90	0.99	0.0376	0.9771	83.69	81.77	71.14	69.51	25.11
11-15-21-25	2.68	3.90	0.69	0.0697	0.4181	75.17	31.43	56.38	23.57	37.59
12-14-22-24	3.98	2.40	0.60	0.0822	0.2948	71.09	20.96	53.32	15.72	35.55
13-23	3.25	2.40	0.74	0.0633	0.4938	54.75	27.04	41.06	20.28	27.38
17-19	3.98	3.00	0.75	0.0621	0.5105	83.92	42.84	62.94	32.13	41.96
18	3.25	3.00	0.92	0.0437	0.8251	59.06	50.50	44.30	37.88	29.53

VII.3.4.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant : panneaux

Tableau VII.2 : Calcul des moments à l'ELS.

panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_x (KN/m)	M_y (KN/m)	M_{tx} (KN/m)	M_{ty} (KN/m)	M_{ax} (KN/m)
01-02-34-35	2.68	2.98	0.90	0.0528	0.8502	41.55	35.33	35.32	30.03	12.47
03-09-27-33	3.85	3.50	0.91	0.0518	0.8646	69.53	60.12	59.10	51.10	20.86
04-08-28-32	2.68	3.50	0.76	0.0672	0.6580	52.89	34.80	39.67	26.1	26.45
05-07-29-31	3.98	3.50	0.88	0.0546	0.8216	73.29	60.21	62.30	51.18	21.99
06-30	3.25	3.50	0.93	0.0500	0.8939	57.87	51.73	49.19	43.97	17.36
10-16-20-26	3.85	3.90	0.99	0.0449	0.9847	72.92	71.80	61.98	61.03	36.46
11-15-21-25	2.68	3.90	0.69	0.0755	0.5704	59.42	33.89	42.32	25.42	29.71
12-14-22-24	3.98	2.40	0.60	0.0870	0.4672	54.91	25.65	41.18	19.24	27.46
13-23	3.25	2.40	0.74	0.0696	0.6315	43.93	27.74	32.95	20.81	21.97
17-19	3.98	3.00	0.75	0.0684	0.6447	67.45	43.49	50.58	32.62	33.73
18	3.25	3.00	0.92	0.0509	0.8799	50.19	44.16	37.64	33.12	25.10

VII.3.5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=30\text{ cm}$
 $d=0,9h=27\text{ cm}$

✓ **Ferrailage en travée :**

➤ **Dans le sens «Lx» :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.072 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.094$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 25.99 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 8.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 8 \text{ } \emptyset 14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s, A_{\min})$$

➤ **Dans le sens «Ly» :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.067 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.087$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 26.06 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 8 \text{ } \emptyset 14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s, A_{\min})$$

✓ **Ferrailage en appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.041 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 26.44 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 7 \text{ } \emptyset 12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s, A_{\min})$$

✓ **Espacement (Travées ; Appuis) :**

$$\text{Sens x-x : } S_t = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

VII.3.5.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

✓ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 4.456 \text{ MPA}$$

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{Ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Travée	x-x	62.30	12.32	7.97	83799.024	5.93	15	CV
	y-y	61.03	12.32	7.97	83799.024	5.80	15	CV
Appuis	x-x	36.46	7.92	6.91	58946.621	4.27	15	CV
	y-y							

VII.3.6. Ferrailage des poutres de libage :

✓ **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).

On a :

$$M_0 = \frac{p \times L^2}{8}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

Sur appuis :

$$M_a = 0.50 \times M_0$$

✓ **Calcul des armatures :**

b=50 cm ; h=80 cm ; d=72 cm ; L=3.98 m ; P_u=150.555 KN/ml ; P_{ser}=109.570 KN/ml

Tableau VII.4 : Ferrailage poutres de libage.

	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s (cm)	Choix	A _s (cm)
Travée	253.39	0.069	0.090	69.41	10.49	8 Ø 14	12.32
Appuis	149.05	0.041	0.052	70.50	6.08	6 Ø 12	6.79

✓ **Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 < 12.32 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Travée	184.41	12.32	19.66	632903.37	5.70	15	CV
Appuis	108.48	6.79	15.21	387122.58	4.26	15	CV

VII.3.6.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$T_u = \frac{P_u \times L}{2} = 299.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.83 < 2.5 \text{ Mpa}$$

✓ **Armatures transversales :**

➤ **BAEL 91 modifié 99 :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e}$$

(K = 1 pas de reprise de bétonnage).

$$S_t = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ Mpa} \right) = 0.42 \text{ Mpa}$$

➤ **RAP99Version2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b_0$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right) = 20 \text{ cm} \quad \text{Zone nodal}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \quad \text{Zone courante}$$

Avec :

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

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ; \tau_u = 0,89 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; b=50 \text{ cm} ; d=72 \text{ cm}$$

On trouve :

$S_t=20 \text{ cm}$ Zone nodale.

$S_t=40 \text{ cm}$ Zone courante.

Tableau VII.6 : Calcul des armatures transversales.

τ_u (Mpa)	BAEL 91		RPA 99 V2003			S _t adopte (cm)		A _t choisie (cm ²)
	S _t (cm)	A _t (cm ²)	S _(ZN) (cm)	S _(ZC) (cm)	A _t (cm ²)	S _(ZN) (cm)	S _(ZC) (cm)	
0.83	40	1.25	20	40	6.00	15	30	6Ø12= 6.79

VII.3.7. Armature de peau :

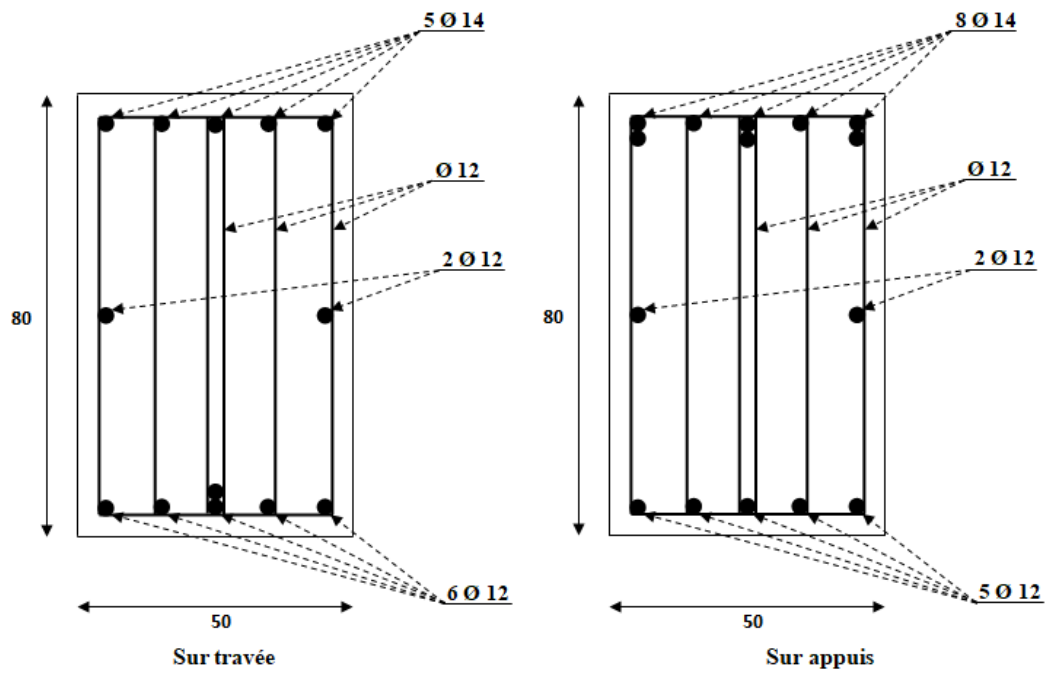
Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .

Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

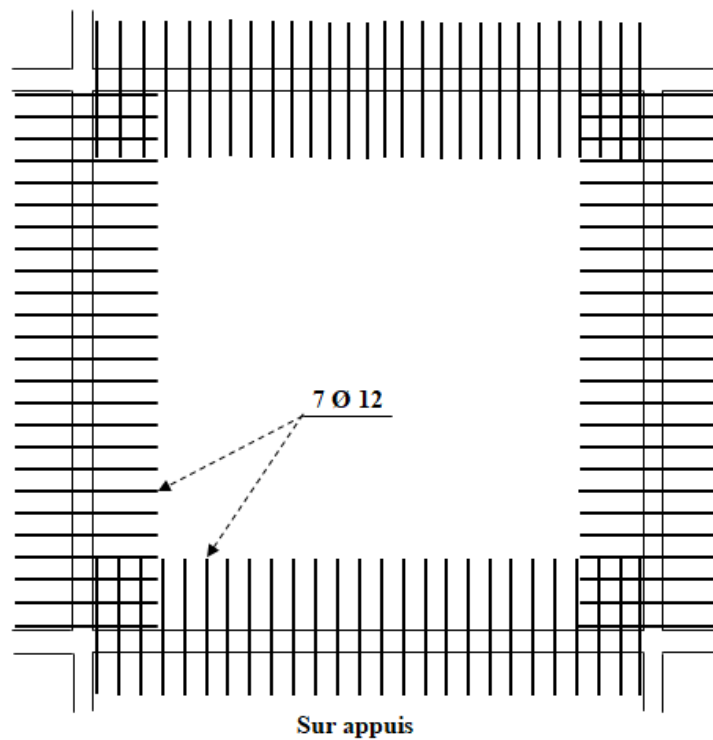
Pour les bâtiments courant on a 3cm²/m pour les armatures de peau

$$A_r = 3 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Donc on prend : **2HA14=3,08cm²**



FigureVII-3 : Schéma de ferrailage des poutres de libage.



FigureVII-4 : Ferrailage du radier (appuis).

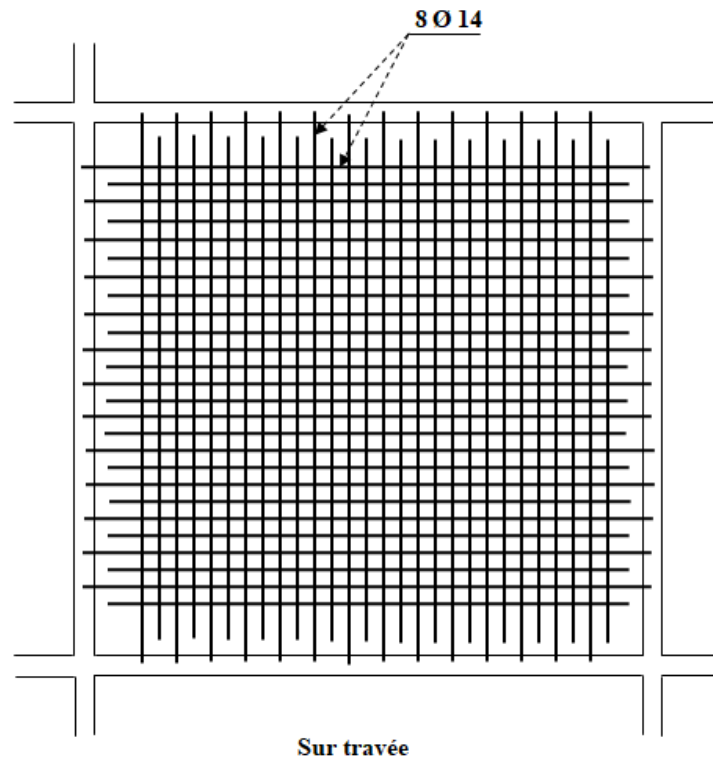


Figure VII-5 : Ferrailage du radier (travée).

VII.4. Etude de débord du radier :

VII.4.1. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est peu nuisible.

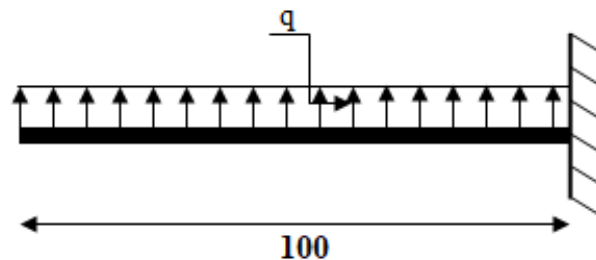


Figure VII-6 : Schéma statique du débord.

VII.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : $q_{ult} = 150.555 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_{ser} = 109.570 \text{ KN/m}$

Calcul les moments et les efforts :

E.L.U :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = 75.278 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L = 150.555 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = 54.785 \text{ KN.m}$$

VII.4.3. Ferrailage :**✓ Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour 1m de largeur.

Avec : $M_u = 78.278 \text{ KN.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$.

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.076 < \mu = 0.392$$

→ donc $A_l = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.099$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.96$$

✓ Détermination des armatures :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 8.68 \text{ cm}^2$$

On adopt: $A_s = 5\emptyset 14 = 10.05 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de **20 cm**.

✓ Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5.025 \text{ cm}^2$$

On adopt: $A_s = 5\emptyset 10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de **20 cm**.

✓ Vérifications nécessaires :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Vérification de l'espacement :

Armatures longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min}[3 \times h = 90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] \dots \dots \dots \text{cv}$

Armatures de répartitions : $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min}[4 \times h = 120 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] \dots \dots \dots \text{cv}$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.55 < \overline{\tau_u} = \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2.50 \text{ MPa} \dots \dots \text{cv}$$

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

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes de L'ELS.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
54.785	10.05	7.64	71367.339	5.86	15

VII.5. Etude du voile périphérique :**VII.5.1. Dimensionnement :**

D'après le **RPA99/version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

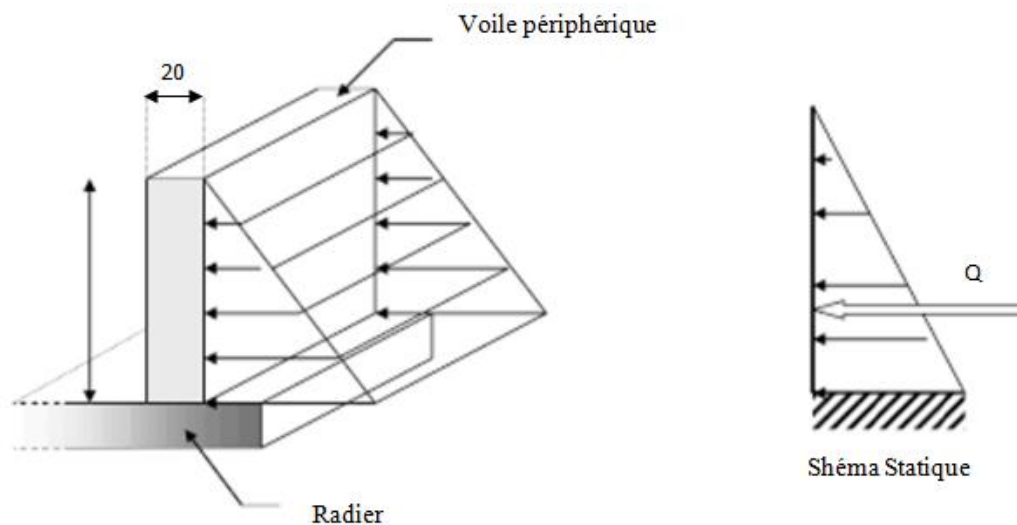
- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de $40 \varnothing$ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 2,00 m.

VII.5.1.1. Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

**Figure VII-7 : Pression des terres sur le voile périphérique.****VII.5.1.2. Calcul de la force de poussée :**

φ : L'angle du frottement de remblai $\varphi = 30^\circ$

Γ_s : poids spécifique du remblai $\gamma_s = 18$ KN/m³

K_a : Coefficient de poussée horizontale.

$H = 2,50$ m

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \times \cos$$

$$\beta = 0^0 \rightarrow K_a = \operatorname{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.33$$

$$P_u = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_s \times h^2$$

$$P_u = 11.88 \text{ KN/m}$$

VII.5.1.3. Calcul des moments fléchissant :

Suivant la direction L_x : $M_{0x} = \mu_x \times p \times l_x^2$

Suivant la direction L_y : $M_{0y} = \mu_y \times p \times l_{0x}$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients donnés en fonction de α :

$$\alpha = 0.63$$

Le voile porte dans les deux sens :

$$\mu_x = 0.0779$$

$$\mu_y = 0.3338$$

VII.5.1.4. Calcul les moments isostatique :

Suivant la direction L_x : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 5.78 \text{ KN.m}$

Suivant la direction L_y : $M_y = \mu_y \times L_x = 1.93 \text{ KN.m}$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 4.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 1.64 \text{ KN.m}$$

✓ Moment sur appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0.3M_x = 1.73 \text{ KN.m}$$

VII.5.1.5. L'effort tranchant maximal :

$$V_u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = 9.12 \text{ KN}$$

VII.5.1.6. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 m

En travées :

✓ Ferrailage en travée :

➤ Dans le sens « L_x »:

On a: $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0107 < \mu_1 = 0.392$$

$$A_l = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 17.89 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Dans le sens «Ly»:

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.004 < \mu_I = 0.392$$

$$A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 17.96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = 0.26 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage en appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.004 < \mu_I = 0.392$$

$$A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 17.96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = 0.28 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

D'après l'Article (B.7.4) de BAEL91

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : $12 \text{ cm} < h = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

$$A_x \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \times b \times h_0 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h_0 = 1.6 \text{ cm}^2$$

VII.5.1.7. Armatures minimales exigées par le RPA 99/version 2003 :

D'après le RPA 99/version 2003 Article (10.1.1) :

$$A_{RPA} = 0.10\% \times b \times h$$

$$A_{RPA} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = \max(A_{cal}; A_{min})$$

Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage

		$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	Sens xx	0.79	2.25	2	5Ø10=3,93
	Sens yy	0.26	2	2	5Ø10=3,93
Appui		0.28	2.25	2	5Ø10=3,93

VII.5.2. L'écartement des armatures :

D'après le **BAEL91 Article (A.8.2, 42)** :

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

La direction la plus sollicitée : $\min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

La direction perpendiculaire : $\min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

D'après le **RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)** :

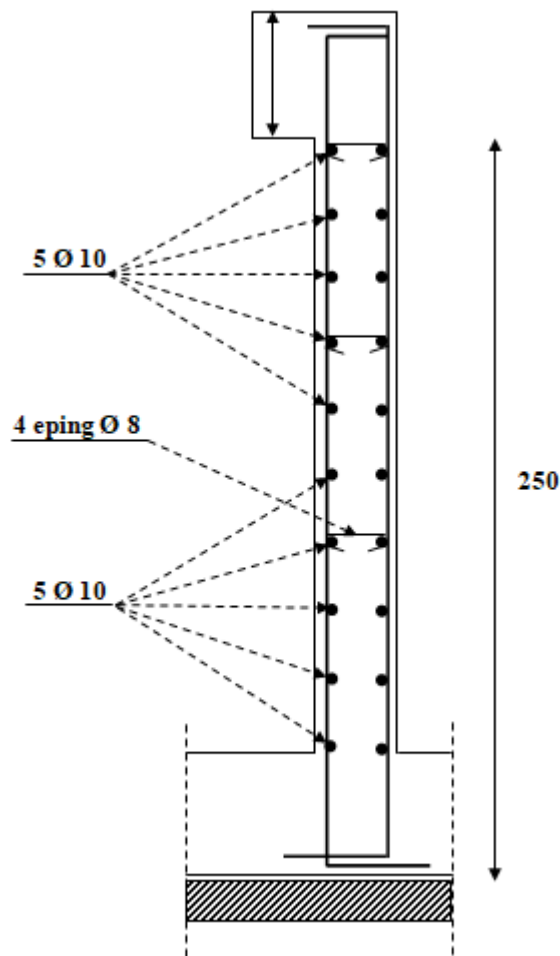
$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(20 \times 3 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

VII.5.3. Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.05 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

VII.5.4. Disposition des armatures :

FigureVII-8 : Schéma de Ferrailage de voile périphérique.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût. L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais son maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires

Bibliographie

Règlements :

- DTR B.C.2.2 charge permanentes et charges d'exploitation.
- DTR B.C.2.47 règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- DTR B.C.2.48 règle parasismique algériennes (RPA99/Version2003).
- DTR B.C.2.331 règle de calcul des fondations superficielles.
- Fascicule n° 62 BAEL 91 révisé 99
- Internet

Cours:

- Cours de dynamique des structures Université Abbes laghrour
- Cours de béton armé Université Abbes laghrour
- Cours de bâtiment Université Abbes laghrour
- Cours de résistance des matériaux Université Abbes laghrour
- Cours de génie parasismique Université Abbes laghrour
- livre : Henry Thonier

Logiciels et programmes :

- AutoCAD 2018 (Dessin).
- ROBOT 2014 (Analyse des structures et modélisation).
- Office 2007 (Word ; Excel et PowerPoint).

Ainsi que plusieurs thèses des promotions précédentes.

ANNEXE I

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2500	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2500	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2500	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2500	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.2500	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.2500	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.2500	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.2500	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.2500	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.2500	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.2500	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.2500	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.2500	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.2500	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.2500	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.2500	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.2500	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.2500	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.2500	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.2500	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.2500	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.2500	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.2500	0.0939	0.6978
0.80	0.0561	0.2500	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.2500	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.2500	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.2500	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.2500	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.2500	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.2500	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.2500	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.2500	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.2500	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.2500	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.2500	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.2500	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.2500	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.2500	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.2500	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.2500	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.2500	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.2500	0.0957	0.9694

ANNEXE II
Tableau d'armateur
(en cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.72	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33