

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

GRAZZA MOHAMMED NADJIB YEHIA
AISSANI KHEIR EDDINE

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème

**Etude d'un bâtiment RDC+7+Sous-Sol à usage d'habitation
contreventé par des voiles porteurs**

Devant le jury composé de :

Kenouche Salim	UAMOB	MCB	Président
Boumaiza Malika	UAMOB	MAA	Promotrice
Mouhamadi Sadika	UAMOB	MAA	Examinatrice
Ait Ahmed Fatiha	UAMOB	MAA	Examinateur

Année Universitaire 2018/2019

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Allah le tout-puissant de nous avoir aidés durant toute notre vie, sans lui ce manuscrit n'aurait pas pu voir le jour.

En second lieu, nous tenons à adresser notre grand remerciement à notre promotrice Melle M. Boumaïza et Mr Alik des enseignants et l'étudiant Djaber au Département du Génie Civil de l'Université Mohand Akli Oulhadj de Bouira, pour avoir acceptés de nous diriger et guider dans cette étude, pour sont soutien inconditionnels, et avec qui on a une relation de confiance. Je tiens également à le remercier pour son grandes disponibilités.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant de juger ce travail.

Nos remerciements vont aussi aux personelles du bureau d'étude Tamraf (Tigrine Mohammed) (Bouira) qui n'ont jamais hésité de nous faire part de leur grande expériences du travail.

Nous n'oublions pas les responsables de la bibliothèque qui nous ont beaucoup facilité notre étude.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil.

Nous adressons nos remerciements à tous nos amis(es) et à toute notre famille, tout particulièrement nos parents pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Enfin à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, merci.



DEDICACES

*A mes parents dont leur rêve est de me voir réussir.
Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma pensée
reste et demeure immense.*

*A mes frères Ahmed, Abdou et Mehdi les perles de mon
existence .*

A tout la famille Aissani et Harrach Grands et petits

Et en fin

A toute la promotion 2019

*Et a tous ceux qui sont présent dans le cœur et absent dans
les signes*

Je dédie mon travail.

Aissani Kheir Eddine





DEDICACES

À la mémoire de ma mère qui a souhaité vivre pour longtemps juste pour nous voir qu'est-ce que nous allons devenir.

À mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir mon père.

À la plus belle créature que dieu a créée sur terre, à cette source de tendresse, de patience et de générosité ma belle mère.

À mes chères frères : Khaled, Amir, Adem et Nazim.

À toute la famille : oncles, tantes, grands pères et grands mères.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, mes aimables amis, collègues d'études.

Et enfin à toute la promotion 2019.

Je dédie mon travail.



Grazza Mohammed Nadjib Yehia

Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment de forme régulière (RDC+7+1SS) situé dans la wilaya de BOUIRA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA 99 version 2003.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul numérique ETABS V9.7.4

Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement a été nécessaire en application du RPA. Cette nécessité a été rendue évidente lorsqu'on a trouvé les déplacements latéraux inter étages de la structure pré dimensionnée qui dépassent les valeurs admissibles.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 modifié 2003).

ABSTRACT

The present project deals with the study of a building located in BOUIRA, an area of high seismicity (IIa) according to the Algerian seismic standard (RPA99, V 2003). The structure presents irregularity in plan.

The three-dimensional seismic analysis was conducted by an the well known structural software.ETABS V9.7.4.

The lateral dynamic displacements and the resultant base shear force given by the model were compared to those required by the standards.

The design of the elements were made according to the (BAEL91 mod99) ;(RPA99, V2003).

ملخص

يهدف المشروع أساسا لدراسة عمارة غير منتظمة القياسات (طابق أرضي +7 طابق +طابق سفلي) الواقعة في ولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم : IIa حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 2003 (RPA99/Version2003)

قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد بواسطة البرنامج الآلي 9.7.4 ETABS V.

تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا تبعا للقانون الجزائري المضاد للزلازل RPA وكذلك بما أن النقل الجانبي لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة.

تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبنىة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر **modifié (RPA 99 modifié en 2003, BAEL 91 99)**.

sommaire

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristique des Matériaux

I.1- Présentation de l'ouvrage	3
I.2- Les éléments de l'ouvrage	4
1. Planchers en corps creux... ..	4
2. Planchers en dalle pleine.....	5
3. Revêtement.....	5
4. Escaliers.....	5
I.3- Caractéristique des matériaux	5
1. béton.....	5
1.1. Les constituants du béton	6
1.2. Essais sur béton	7
1.3. Contrainte limite	8
I.4- L'acier.....	10
1. Définition.....	10
2. Caractéristiques mécaniques.....	11
3. Contrainte limite	11
I.5- Hypothèses de calcul	12
1. Calcul au état limite de service	12
2. Calcul aux états limite ultimes de résistance	13

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et d'essente des charge

Introduction.....	14
II.1- Les charges.....	14
II.2- Pré dimensionnement des planchers... ..	15
1. Plancher en corps creux	15
2. Poutrelle (solives).....	17
II.3- Pré dimensionnement des balcons	18
II.4- Pré dimensionnement de l'acrotère	19

SOMMAIRE

II.5- Pré dimensionnement des poutres	19
II.6- Pré dimensionnement des voiles	21
II.7- Evaluation des charges et surcharge.....	23
1. Plancher terrasse inaccessible	23
2. Plancher étage courant à usage d'habitation	24
3. Maçonnerie.....	26
4. Les balcons	27
II.8- Pré dimensionnement des poteaux	27
1. Les étapes de pré dimensionnement.....	28
2. Les dimensions.....	28
3. Charges et surcharges revenant au poteau le plus chargé....	29
3.1. Dégression des surcharges d'exploitation	29
3.2. Effort normal à retenir pour le pré-dimensionnement des poteaux	30
3.3. Vérification de l'effort normal réduit	31
3.4. Les vérification	32
II.9- L'escalier.....	36
1. Terminologie.....	36
2. Caractéristiques géométriques	37
2.1. Escaliers à deux volées	37
2.2. La charge et la surcharge	38
2.3. Escaliers à trois volées	40
2.4. La charge et la surcharge	41

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Introduction.	43
III.1-Etude de l'acrotère.....	43
1. Calcul des sollicitations.....	44
2. Combinaison de charge	44
3. Ferrailage	44
4. Calcul des armatures à L'E.L.U	45
5. Vérifications à l'E.L.U	46

SOMMAIRE

6. Vérification à l'ELS	48
III.2-Calcul du balcon.....	51
1. Détermination des efforts	51
2. Ferrailage	52
III.3- Etude de la dalle de la salle machine.....	56
1. Introduction	56
2. Dimensionnement	56
2.1. Epaisseur de la dalle	56
3. Les moments M_{x1} , M_{y1} système de levage	57
4. Les moments dus aux poids propre de la dalle M_{x2} , M_{y2} ...	58
5. Superposition des moments agissant au centre du panneau ..	58
6. Ferrailage	59
6.1. Vérification à l'ELU	60
6.2. Vérification de l'ELS	61
7. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine	65
III.4- Etude de plancher.....	67
1. Principe de la méthode	67
1.1. Calcul avant coulage	67
1.2. Calcul après coulage	68
2. Etude de la poutrelle	68
3. Calcul des armatures à L'E.L.U.....	77
III.5- Calcul des escaliers.....	88
1. Calcul des sollicitations	88
2. Diagramme des moments et des efforts tranchants	93
3. Ferrailage.....	96
4. Diagramme des moments et des efforts tranchants	109
5. Ferrailage	111
5.1. Schéma de ferrailage d l'escalier	119
6. Conclusion	120
III.6- Poutre palière.....	120
1. Pré dimensionnement	120
2. Calcul des armatures	121

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique

IV.1- L'étude dynamique.	126
1. Objectif de l'étude dynamique	126
2. Présentation du logiciel de calcul ETABS	126
3. Modélisation de la structure	127
4. Etapes de modélisation	127
5. Caractéristiques géométriques de la structure	128
5.1. Centre de masse	128
5.2. Centre de rigidité	129
5.3. Excentricité accidentelle	129
6. Calcul de la période fondamentale	129
7. Nombre de modes à considérer	130
8. Caractéristique dynamique	130
9. Caractéristique massique	131
IV.2- Etude sismique de bâtiment.....	134
1. Généralité	134
2. Introduction	134
3. Justification du système de contreventement	135
4. Choix de la méthode de calcul	136
5. Méthode d'analyse modale spectrale	136
5.1. Principe	136
5.2. Spectre de réponse de calcul	136
5.3. Spectre de réponse	137
5.4. Calcul de l'effort tranchant à la base	138
5.5. Combinaisons des réponses modales	140
6. Méthode statique équivalente	142
7. Vérifications	145
7.1. Vérification des déplacements latéraux inter-étage	145
7.2. Vérification de l'effet $P-\Delta$	146
7.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble	147
7.4. Vérification de l'effort normal réduit	150

Chapitre V: Ferrailage des éléments principaux

Introduction.....	154
V.1- Ferrailage des poteaux.....	154
1. Combinaison des charges	155
2. Efforts internes durable et accidentelle	155
3. Calcul des armatures longitudinales	156
4. Armatures transversales	162
V.2- Ferrailage des poutres.....	167
1. Recommandation du RPA 99(V2003)	167
1.1. Armatures longitudinales	167
1.2. Armatures transversales	168
2. Exemple de calcul	168
3. Ferrailage longitudinal des poutres	170
3.1. Ferrailage des poutres principales	171
3.2. Ferrailage des poutres secondaires	172
4. Calcul des armatures transversales	173
5. Vérification	174
5.1. Vérification du cisaillement du béton	174
5.2. Vérification des Contraintes de compression dans le béton	175
6. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)	177
7. Schéma de ferrailage des poutres	178
V.3-Ferrailage des voiles.....	180
1. Introduction	180
2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges laterals... ..	181
3. Rôle de contreventement	181
4. Les combinaisons d'action	181
5. Recommandations de RPA99/v.2003	181
5.1. Aciers verticaux	181
5.2. Aciers horizontaux	182
5.3. Règle communes	182
5.4. Aciers transversaux	183
5.5. Armature de potelet	183
6. Ferrailage des voiles	184

SOMMAIRE

6.1. Exposé de la méthode	184
6.2. Vérification	185
7. Exemple de calcul	186
7.1. Détermination des sollicitations	186
7.2. Calcul des armatures verticales	187
7.3. Espacement	187
7.4. Armature horizontale	188
7.5. Armature transversal	188
7.6. Les vérifications	188

Chapitre VI: ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction	192
VI.1. Différents types des fondations	192
1. Fondations superficielles	192
2. Fondations massives	192
3. Fondations profondes	192
VI.2. Choix du type de fondation	192
VI.3. Etude foundation	193
1. Etude du radier général	194
1.1. Dimensionnement du radier	194
1.2. Etude de radier	195
1.3. Caractéristiques géométriques du radier	196
1.4. Les Vérification	196
1.5. Calcul des contraintes	198
1.6. Détermination des sollicitations les plus défavorables	201
1.7. Diagramme des moments / Unité en Tonne-mètre	203
1.8. Ferrailage du radier	204
VI.4. Étude de voile périphérique	206
1. Pré -dimensionnement	206
2. Evaluation des charges	206
3. Effort dans la dalle	207
4. Calcul du ferrailage	208
5. Condition de non fragilité	208

SOMMAIRE

6. Vérification de l' effort tranchant	209
7. Vérification a l'ELS	209

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Figure I.1. Plan de masse.....	3
Figure I.2. Diagramme des contraintes de déformation de béton	8
Figure I.3. Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS	9
Figure I.4. Diagramme contrainte – déformation	11
Figure I.5. Diagramme de déformation limite de la section.....	13

Chapitre II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET D'ESSENTE DES CHARGES.

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	15
Figure II.2. Dimensions des poutrelles	17
Figure II.3. Image de balcon.....	18
Figure II.4. Image de l'acrotère.....	19
Figure II.5. Distribution des charges sur les poutres.....	20
Figure II.6. Dimensions d'une poutre	20
Figure II.7. Coupe de voile en élévation	22
Figure II.8. Coupe du voile en plan	22
Figure II.9. Schéma d'un plancher terrasse.....	23
Figure II.10. Schéma d'un plancher d'étage courant.....	24
Figure II.11. Plancher dalle pleine (S-S)	25

Figure II.12.Dimensions du plancher revenant au poteau le plus sollicité..... 29
Figure. II.13.Schéma d'un escalier..... 36

Chapitre III

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Figure III.1.Schéma statique de l'acrotère 43
Figure III.2.Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère..... 44
Figure III.3.Section du calcul de l'acrotère..... 45
Figure III.4.Schéma de ferrailage de l'acrotère..... 50
Figure.III.5.Image du balcon..... 51
Figure III.6.Schéma de ferrailage du balcon..... 56
Figure.III.7.Plan de ferrailage dans le sens (X-X) 66
Figure.III.8.Schéma statique du plancher 67
Figure.III.9.Diagramme des efforts tranchants à ELU et à ELS 76
Figure.III.10.Diagramme des moments fléchissent à ELS et à ELU 76
Figure.III.11.Schéma de ferrailage des poutrelles..... 86
Figure.III.12.Schéma de ferrailage de la dalle de compression..... 87
Figure.III.13.schéma de ferrailage Etage courant 119
Figure.III.14.schéma de ferrailage Escalier RDC..... 119
Figure.III.15.Schéma de la poutre palière 120
Figure.III.16.section de la poutre palière..... 120
Figure.III.17.Schéma statique à l'ELU 121
Figure.III.18.Schéma de ferrailage de la poutre palière.....125

Chapitre IV

ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure. IV.1.Modélisation de la structure (Vue en Plans) 127
Figure IV.2.Modélisation de la structure (Vue en 3D)..... 128
Figure IV.3. 1^{ER} Mode translation..... 133

Figure IV.4. 2 ^{EME} Mode translation	133
Figure IV.5. 3 ^{EME} Mode rotation	134

Chapitre V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

Figure V.1. Schéma de ferrailage des poteaux.....	166
Figure V.2. Ferrailage des poutres principales.....	178
Figure V.3. Ferrailage des poutres secondaires.....	179
Figure V.4. Sollicitations des voiles	180
Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans le voile.....	182
Figure V.6 : Ferrailage de voile 2.6 m.....	191

Chapitre VI

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1. Contrainte sous le radier	199
Figure.VI.2. présentations, la dalle du radier	202
Figure.VI.3.Déformation, la dalle du radier (comb G).....	202
Figure.VI.4.Déformation, la dalle du radier (comb RP).....	203
Figure.VI.5.Le moment M11.....	203
Figure.VI.6.Le moment M22	204
Figure.VI.7. Schéma de ferrailage du radier.....	205

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET D'ESSENTE DES CHARGES

Tableau- II.1. Charges du plancher corps creux (terrasse inaccessible).....	23
Tableau- II.2. Charges du plancher corps creux RDC et EC.....	24
Tableau- II.3. Charges du plancher dalle pleine (S-S).....	25
Tableau- II.4. Charges permanentes de mur extérieur	26
Tableau- II.5. Charges permanentes de mur intérieur.....	26
Tableau- II.6. Charges et surcharges de balcon.....	27
Tableau- II.7. Dimensionnement des poteaux	30
Tableau- II.8. Vérification des poteaux	31
Tableau- II.9. Vérification au flambement.....	35
Tableau- II.10. Les charges permanentes de pailleasse	39
Tableau- II.11. Les charges permanentes de palier	39
Tableau- II.12. Les charges permanentes de pailleasse	41
Tableau- II.13. Les charges permanentes de palier	42

Chapitre III

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Tableau.III.1. Combinaison d'action.....	68
Tableau.III.2. Combinaison d'action.....	69
Tableau.III.3. Tableau récapitulatif des coefficients.....	71
Tableau.III.4. Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher terrasse	75

Tableau.III.5.récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	75
Tableau.III.6.Sollicitation de calcule des armatures à L'ELU.....	79
Tableau.III.7.Vérification de calcule des armatures à L'ELS.....	82
Tableau.III.8. Récapitulatif des moments	91
Tableau.III.9.récapitulatif des moments	93
Tableau.III.10.Sollicitation de calcule des armatures à L'ELU.....	122

Chapitre IV

ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV.1. Les caractéristiques dynamiques des modes 1-12	130
Tableau IV.2. Les caractéristiques dynamiques des périodes 13-18	131
Tableau IV.3. Les coefficients de participation massique	131
Tableau IV.4 a. Les coefficients de participation massique	132
Tableau IV.4 b. Les coefficients de participation massique	132
Tableau IV.5. Calcul d'effort tranchant modal à la base sens transversal	139
Tableau IV.6. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal... ..	139
Tableau IV.7. Combinaisons des réponses modales	141
Tableau IV.8. Efforts séismiques par la méthode statique équivalente.....	144
Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces séismiques de calcul.....	145
Tableau IV.10. Vérification des déplacements inters-étages.....	146
Tableau IV.11. Vérification de l'effet P- Δ	147
Tableau IV.12. Distribution de la résultante des forces séismiques.....	149
Tableau IV.13. Vérification d'équilibre d'ensemble.....	150
Tableau IV.14. Vérification de l'effort normal réduit.....	151

Chapitre V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

Tableau V.1. Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations.....	155
Tableau V.2. Les sollicitations obtenues par ETABS.....	155
Tableau V.3. Les sollicitations obtenues par ETABS.....	160
Tableau V.4. Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux.....	161
Tableau V.5. Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux.....	161
Tableau V.6. Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU	162
Tableau V.7. Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux.	164
Tableau V.8. Vérification des contraintes	165
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales.....	171
Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires.....	172
Tableau V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	175
Tableau V.12. Vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP)	176
Tableau V.13. Vérification de Contrainte de compression dans le béton(PS).....	177
Tableau V.14. Sollicitations et contraintes.....	189
Tableau V.15. Ferrailage et vérification	190

Chapitre VI

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau.VI.1.Contraintes sous le radier à l'ELU	200
Tableau.VI.2. Contraintes sous le radier à l'ELS	200
Tableau VI.3.Ferrailage du voile périphérique.....	208
Tableau VI.4.Vérification des contraintes à l'ELS.....	210



Principales notations utilisées



A : coefficient d'accélération de zone

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

Ar : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

At : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

Cp : facteur de force horizontale

Cs : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

Crn : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

T : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

My : moment fléchissant du sens y-y **M₀** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M₂ : coefficient de Pigeaud **M₂₂** : moment suivant le sens 2-2 **M₃₃** : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

Npp : effort normal dû au poids des poutres principales

Nps : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

Pr : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

Sr : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

Uc : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

Vt : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure
W_p : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_{moy} : hauteur moyenne
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h₁ : hauteur du poteau
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : longueur libre
q_b : charge linéaire induite par les marches
q_{eq} : charge linéaire équivalente
q₁ : charge linéaire
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

s : espacement

t : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Somme

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés



BEBLIOGRAPHIQUES



Les livres:

- *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- *office des publications universitaires 1991.*
- *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- *EYROLLES 1992*.*
- *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- *3^{eme} édition 99*.*
- *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 ».*
- *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99.*
- *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.*

Les mémoires de fin d'étude :

- *Etude d'une tour (R+7) en béton a usage d'habitation ENTP 2007.*
- *Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, ENTP 2007.*
- *Etude d'une tour (R+7) en béton à usage multiple, UMMT 2010.*

Outils informatiques

- *ETABS V9.0.7.....Analyse des structures.*
- *AUTOCAD 2016.....Dessin.*
- *SOCOTEC.....Dessin.*
- *EXCEL 2007.....Calcul.*
- *WORD 2007.....Traitement du texte.*

Introduction générale

Introduction

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues aux mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure à fin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

En effet l'ingénieur est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portantes du sol ainsi que les contraintes architecturales.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+7+sous sol) contreventé par des portiques et voiles qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé suivant la méthode des états limites(BAEL91).

Pour notre étude, nous nous sommes basés sur les choix du système de contreventement qui joue un rôle important dans la stabilité de la structure.

- Notre travail est regroupé en six chapitres : Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre présente l'étude de l'action sismique sur la structure.
- Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.

- Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des chapitres présentés ont comme finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.

Chapitre 01 :

*Présentation de l'ouvrage et caractéristiques
des matériaux*

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Introduction :

Le projet consiste à étudier un bâtiment R+7+1S/Sol à usage d'habitation implanté à Bouira, en zone de sismicité moyenne d'après la classification des zones sismiques établie par les règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION2003.

Le bâtiment de part sa destination, est un ouvrage courant d'importance moyenne (groupe2).

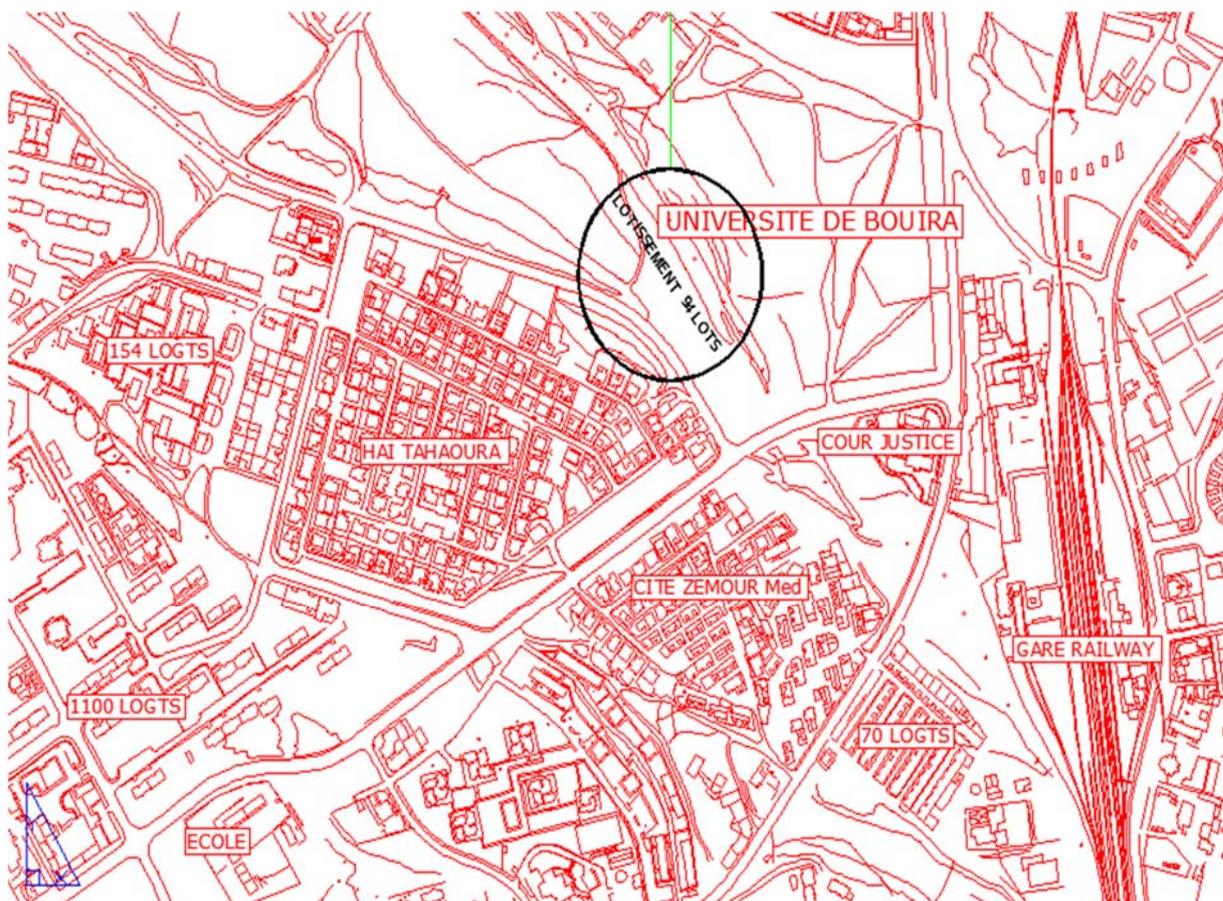


Figure. I.1 : Plan de masse

I.1. Présentation de l'ouvrage :

- Sous-sol à usage de stockage.
- RDC à usage commercial.
- 1^{er} étage à usage service.
- Du 2^{ème} au 7^{ème} étage à usage d'habitation.

Le contreventement de l'immeuble est constitué d'un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques dans les deux directions.

Le bâtiment en question est de forme rectangulaire, symétrique, régulier en plan et en élévation, il comporte 8 niveaux en superstructure et un sous-sol.

Les caractéristiques géométriques sont :

- Largeur en plan ----- 19,50 m.
- Longueur en plan ----- 15,00 m.
- Hauteur du RDC ----- 4,08 m.
- Hauteur étage courant ----- 3,06 m.
- Hauteur de sous sol ----- 3,00 m.
- Hauteur totale (avec l'acrotère) ----- 26,1 m.

La contrainte admissible du sol est prise égale à $\sigma_s = 1,8$ bars.

I.2. ELEMENT DE L'OUVRAGE :

a) Système de contreventement :

Le bâtiment en question dépasse quatre niveaux (14 mètres) et il est situé en zone IIa. En respectant les règles RPA99/version2003, on a choisi un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

b) Plancher :

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Notre bâtiment comporte deux types des planchers :

1) Planchers en corps creux:

Utilisés au RDC et dans les étages courants, ils sont constitués d'hourdis, table de compression en béton armé et des poutrelles préfabriquées. Le choix a été fait pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage.

2) Planchers en dalle pleine :

Utilisés pour la réalisation des balcons, le sous/sol et la salle machine.

c) Maçonnerie :

- Les murs extérieurs sont constitués par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+10) cm séparées par une l'âme d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs (cloisons de répartition) : de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

3) Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

4) Escaliers :

On a deux types d'escaliers :

Le premier type : escalier à 2 volées et un palier de repos utilisés pour l'accès d'un niveau à un autre pour les étages courants.

Le deuxième type : escalier à 3 volées et un palier de repos utilisés pour l'accès de niveau Sou-Sol à RDC à 1^{ère} étage.

Ainsi que L'accès aux étages supérieurs est assuré par ascenseur.

I.3.Caractéristique des matériaux:

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- Le béton.
- L'acier.

Les justifications et les calculs de notre bâtiment se feront suivant les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 ainsi que les règles « BAEL91 ».

I.3.1.béton :

Le béton est un matériau qui est constitué par un mélange de ciment, granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

La composition courante d' 1m³ est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPA 325.
- 400 kg de sable DS < 5 mm.
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 l d'eau de gâchage.

I.3.1.1 Les constituants du béton :

➤ **Le ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le "cru", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de silice,... afin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

➤ **Les granulats :**

Ils constituent le squelette du béton et sont classés en trois catégories :

- **les sables** : grains de dimensions comprises entre 0.08mm.
- **les gravillons** : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **les cailloux** : grains de dimensions supérieures à 25mm.

Les ouvrages courants (bâtiments, habitations, ...) sont en général construits en béton réalisé avec des granulats de type gravillons et sables.

Enfin, les granulats doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment ; c'est à dire qu'ils ne doivent pas réagir avec le ciment.

➤ **L'eau :**

L'eau sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

➤ **Adjuvants :**

Les adjuvants sont des produits chimiques rajoutés au mélange pour modifier certaines propriétés :

- les retardateurs et les accélérateurs jouent sur la vitesse de prise et de durcissement du

béton

- les plastifiants et super plastifiants améliorent l'ouvrabilité sans augmenter la quantité d'eau
- les entraîneurs d'air créent un réseau de bulles favorables en cas de gel en pleine masse du béton durci.

I.3.1.2. Essais sur béton :

➤ Essai de compression :

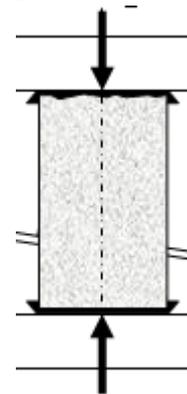
Le béton est défini par sa contrainte déterminé à 28 jours d'âge d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur .elle est notée f_{c28} .

Pour notre cas on prendra $f_{c28} = 25$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} ; \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{MPa} \end{cases}$$

pour $j < 28$ jours .

Dispositif d'essai



➤ Essai de traction :

La résistance du béton à la traction, pour un béton de contrainte de compression inférieure à 40 MPa est définis par :

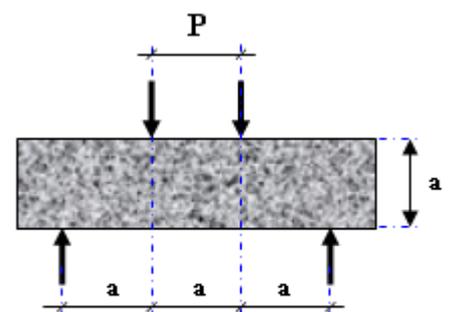
$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{MPa}) ; \quad f_{t28} = 2.11 \text{MPa}$$

a) Résistance à la traction par flexion :

Éprouvette prismatique de section axiale et de longueur $4a$

Exprimée par :

$$F_{tj} = 1.8P/a*a$$



A. Essai de traction par flexion

b) Résistance à la traction par fendage :

-Réalisée sur une éprouvette cylindrique normalisée

-Disposée longitudinalement suivant deux génératrices opposées

Exprimée par :
$$f_{tj} = 2 \frac{P}{\pi DL}$$

c) Résistance à la traction directe :

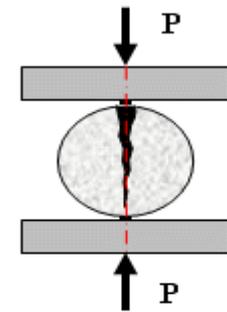
-Réalisée sur éprouvette cylindrique.

-Sciage des extrémités.

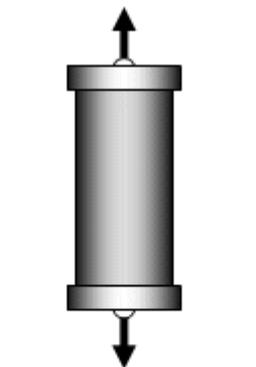
-Collage de têtes de traction centrées.

Exprimée par :

$$F_{tj} = P/S$$

Dispositif d'essai

B. Essai de traction par fendage

Dispositif d'essai

C. Essai de traction direct

I.3.1.3. Contrainte limite :**a) Etat limite ultime :****Contrainte ultime de béton :**

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

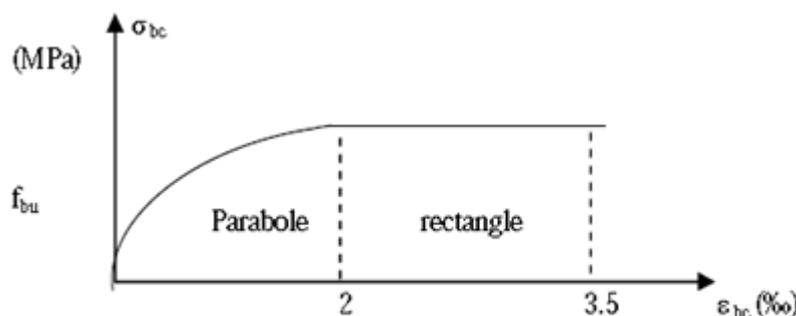


Figure I.2 :diagramme des contraintes de deformation du béton a l'ELU

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire S.D.T} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_s (Coefficient de sécurité) = 1,15 (Situation durable)

γ_s (Coefficient de sécurité) = 1 (Situation accidentelle).

$\gamma_b = 1.5$ en situation accidentelle.

$f_{bu} = 14.17$ MPa Pour une situation durable; $f_{bu} = 18.48$ MPa Pour une situation accidentelle

b) Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

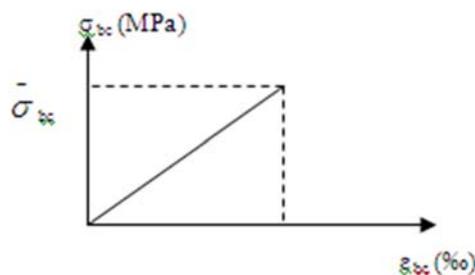


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \text{ Pour notre cas on obtient } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

c) Module de déformation longitudinale du béton :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.1.21})$$

Dans notre cas on a : $E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation différée est égal : $E_{vj} = E_{ij}/3 \Rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{MPa}$

d) Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad \nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

e) Coefficient de poisson :

On appelle coefficient de poisson « ν » le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$: dans le cas des états limités de services (Donné par l'article A2.1.3 du BAEL)

$\nu = 0$: dans le cas des états limites ultimes.

I.4.l'acier :**I.4.1.Définition :**

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{MPa}$.

I.4.2. Caractéristiques mécaniques :Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emplois
Ronds lisses	Fe E 22	215	Emploi courant
	Fe E 24	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	Fe TE 40	400	Emploi courant
	Fe TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	Fe TE40	400	Emploi sous forme de
	Fe TE50	500	Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	uniquement emploi

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence.

Un acier de F_e E400 type ; $f_e = 400$ MPa.

I.4.3. Contrainte limite :

Les contraintes d'élasticité de traction sont donnés par l'article A.4.5.3 du BAEL 91 :

a) Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation suivant :

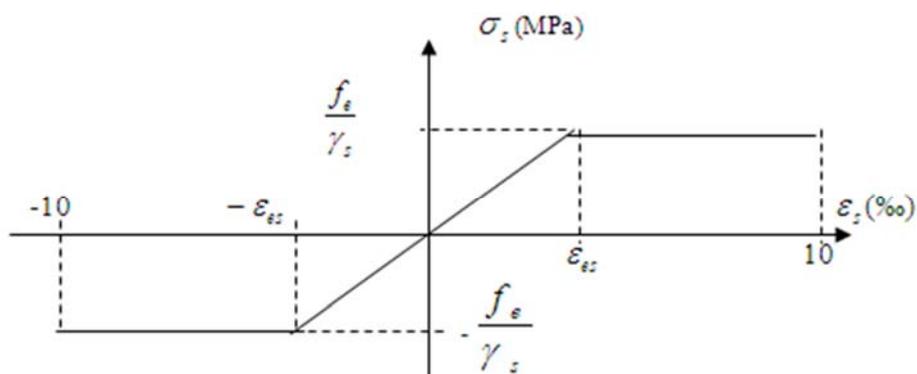


Figure I.4 : Diagramme contrainte – déformation

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

(E_s : Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable où transitoire.

$$\text{Pour notre cas} \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{en S.D.T} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$$

b) Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.5. Hypothèses de calcul :

I.5.1. Calcul au état limite de service :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15),$$

n : est appelé coefficient d'équivalence.

I.5.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée.}$$

- La règle des trois pivots suppose que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure ci-dessous

Tel que :

Pivot A : Déformation des aciers tendu égal à 10‰.

Pivot B : Déformation des fibres de béton les plus comprimées à 3.5‰.

Pivot C : Déformation des fibres de béton comprimées à 2‰.

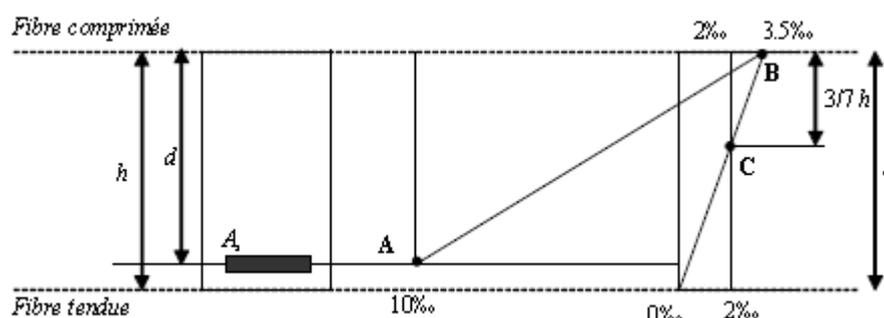


Figure I.5 : Diagramme de déformation limite de la section.

Chapitre 02 :

*Pré dimensionnement des éléments
et d'essente des charges*

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET D'ESSENTE DES CHARGES.

Introduction:

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutre, voile....) soient pré dimensionnés de telles manières a reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes(**G**) et les surcharges(**Q**).
- Sollicitations horizontales concernant le séisme (**Fa**).

La phase de pré dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant projet.

Avant de procéder a la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

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

Ces dimensions sont choisies selon les règles du **RPA99/V2003**, **CBA93** et **BAEL91**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1.Les charges :

➤ **Les charges permanentes G :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

➤ Les charges d'exploitation Q :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2. Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions ; Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations.

II.2.1. Plancher en corps creux :

Pour le cas de notre bâtiment on a choisi des planchers à corps creux pour les étages courants, Ils sont composés des 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

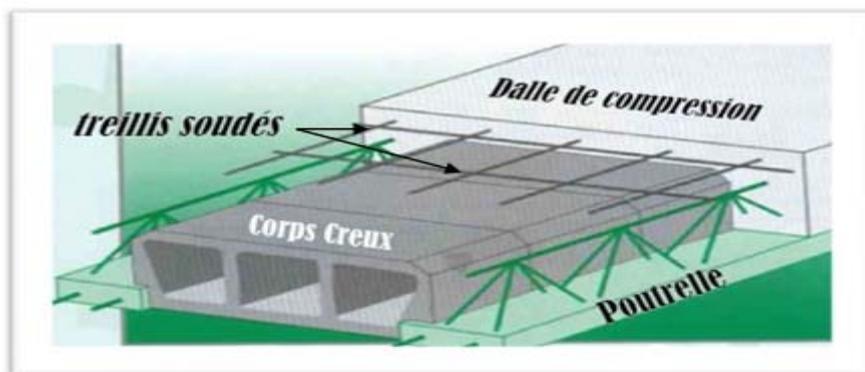


Figure. II.1. « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

Ce choix est motivé par les avantages que ce type de plancher présente dont :

- Facilité d'exécution.
- Bonne isolation thermique.
- Diminution du poids de la structure par conséquent de la résultante des forces sismiques.
- Négliger le poids du béton tendu qui ne participe pas à la résistance.
- Avantages économiques.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

a) Condition de résistance au feu :

Selon **(CBA93)** cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure (01) de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures(02) de coup feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$ pour un coup feu de quatre heures(04).

Soit :

$$e = 17,5\text{ cm}$$

b) Condition d'isolation phonique :

Selon **(CBA93)** pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm .

Soit :

$$e = 13\text{ cm}$$

c) Condition acoustique :

Selon les règles du **BAEL 91/99** l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit :

$$e = 15\text{ cm}$$

d) condition de résistance à la flexion

Selon **RPA 99** version **2003** la résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}})}{22.5}$$

Avec :

$L_{x,\text{max}} = 385 \text{ cm}$ \Rightarrow $L_{x,\text{max}} = 385 \text{ cm}$

$L_{y,\text{max}} = 500 \text{ cm}$ \Rightarrow $L_{y,\text{max}} = 500 \text{ cm}$

$\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}}) = \text{Min}(385, 500) = 385 \text{ cm}$.

Donc : $e \geq \frac{385}{22.5} = 17.11 \text{ cm}$.

$e = \text{Max} \{13 ; 15 ; 17,11 ; 17,5\} \text{ (cm)}$.

\Rightarrow **$e = 20 \text{ cm}$**

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher corps ceux est : **$e = 20 \text{ cm}$** composés d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

II.2.2.Poutrelle (solives) :

Dimensionnement de la poutrelle : (Selon le B.A.E.L 83).

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

Selon le B.A.E.L 83

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

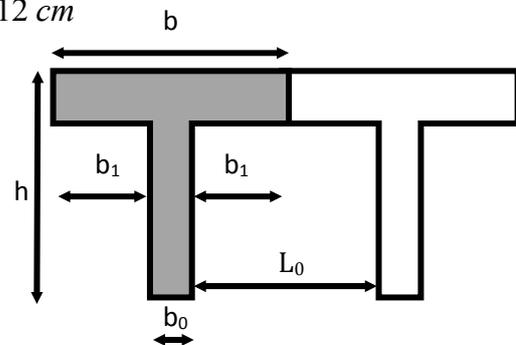


Figure. II.2. Dimensions des poutrelles

Avec :

L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale

a $50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm}$

on prend : $L_n = 60 \text{ cm}$ et $L = 500 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \leq b_1 \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = \min(24 \text{ cm}; 50 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm.}$$



$$b_1 = 24 \text{ cm}$$



$$b = 60 \text{ cm}$$

II.3. Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

La portée du balcon est de : $L = 1,1 \text{ m} = 110 \text{ cm}$.

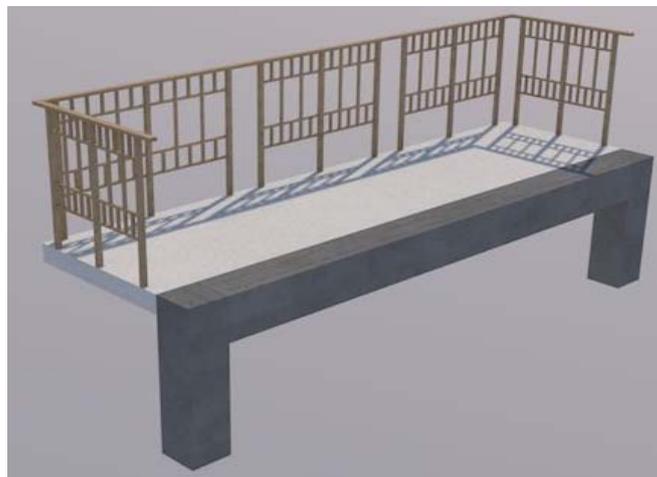


Figure. II.3. Image de balcon.

➤ Selon le **BAEL91** :

➤ condition de flèche : $e \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$

➤ condition de sécurité : $e \geq 5 \text{ cm}$

Donc on prend :

$$e = 15 \text{ cm}$$

II.4.L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (**G**) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale (**Q**) due aux actions sismiques non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

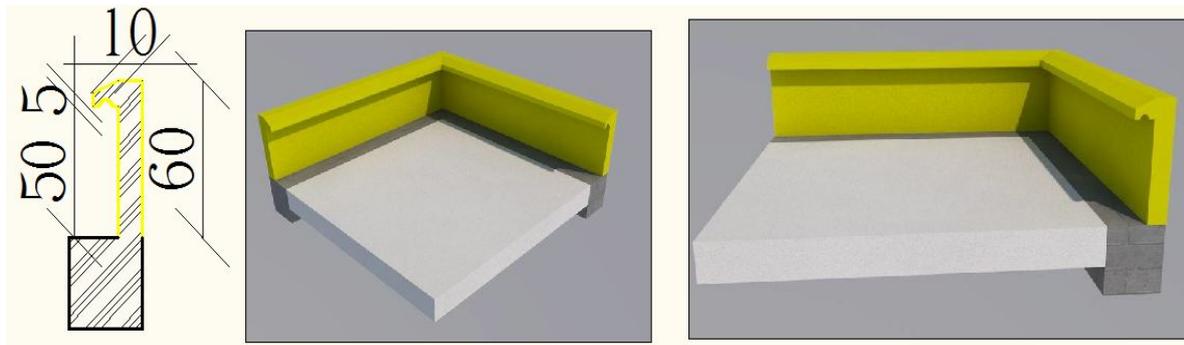


Figure. II.4.image de l'acrotère.

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

S : la surface transversale total de l'acrotère.

ρ : le poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$.

La surface de l'acrotère:

$$S = (10 \times 5 / 2) + (10 \times 5) + (60 \times 10) = 675 = 0.0675 \text{ m}^2.$$

$$G = 0.0675 \times 25 = 1.69 \text{ KN/m}.$$

II.5. Les poutres :

Structure porteuse horizontale en **béton armé**, destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui. Il reçoit en général des charges verticales qu'il transmet sur ses appuis.

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont en essentiellement des charges verticales (poids propre et surcharges d'exploitation).

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.



Figure. II.5. Distribution des charges sur les poutres.

On destins deux types des poutres :

a) Poutres principale (sens porteur)

- Elles reçoivent les charges transmise par les plancher a partir des poutrelles, et les transmettes aux poteaux.
- Elles relient les poteaux.

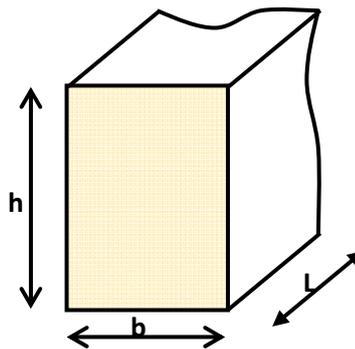


Figure .II.6. Dimensions d'une poutre.

Avec :

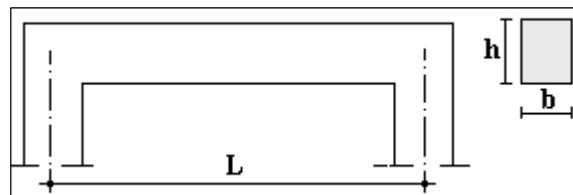
L : la distance entre les axes des poteaux et on choisi la plus grande porté.

b : la largeur de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

- Selon BAEL/91 :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$



On a :

$$L_{\max} = 500 \text{ cm donc}$$

$$500/15 < h < 500/10 \quad \text{Donc : } 33.33 < h < 50$$

$$0.3h < b < 0.8h \quad \text{Donc: } 15 < b < 40$$

Vérifications les conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$$b \geq 20\text{cm} \quad b = 35 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{45}{35} = 1,28 \leq 4 \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

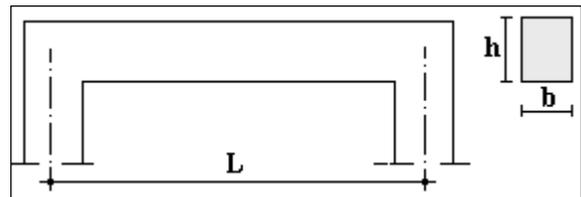
On adopte des poutres de section (b, h) = (30x45) cm².

b) Poutres secondaires (sens non porteur) :

Elles relient les portiques pour ne pas d'écarté.

➤ Selon BAEL/91 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$



On a : $L_{\max} = 385 \text{ cm}$ donc

$$385/15 < h < 385/10 \quad \text{Donc : } 25,66 < h < 38,5$$

$$0.3h < b < 0.8h \quad \text{Donc: } 10,5 < b < 28$$

Vérifications les conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$$b \geq 20\text{cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

On adopte des poutres de section (b, h) = (30x35) cm².

II.6. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003. (Article 7.7.1)**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges (**G, etQ**)
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent(**Fa**).

d'apres le **RPA99 /V2003(article 7.7.1)**

- les elements satisfaisants lla condition $L \geq 4e$.
- l'épaisseur minimale doit être de 15cm $e \geq 15\text{cm}$.
- $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure si dessus.

En élévation :

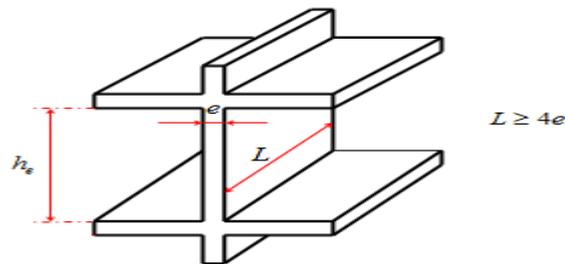


Figure. II.7.« Coupe de voile en élévation »

En plan :

	$e \geq h_e/25$
	$e \geq h_e/22$
	$e \geq h_e/20$

Figure. II.8.« Coupe du voile en plan ».

a) Pour le sous sol : (voile de soutènement) :

$h_e = 300 - 45 = 255 \text{ cm}.$

$e \geq \text{Max} \left(15\text{cm} ; \frac{255}{25} ; \frac{255}{22} ; \frac{255}{20} \right) \Rightarrow e \geq \text{Max} (15\text{cm} ; 10,2\text{cm} ; 11,59\text{cm} ; 12,75\text{cm}).$

Donc on prend :

$e = 15 \text{ cm}$

b) Pour le RDC :

$$h_e = 408 - 45 = 363 \text{ cm.}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{363}{25} ; \frac{363}{22} ; \frac{363}{20} \right) \Rightarrow e \geq \text{Max} (15 \text{ cm} ; 14.52 \text{ cm} ; 16.5 \text{ cm} ; 18.15 \text{ cm}).$$

Donc on prend : **e = 20 cm**

c) Pour les étages courant :

$$h_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm.}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{261}{25} ; \frac{261}{22} ; \frac{261}{20} \right) \Rightarrow e \geq \text{Max} (15 \text{ cm} ; 10.44 \text{ cm} ; 11.86 \text{ cm} ; 13.05 \text{ cm}).$$

Donc on prend : **e = 15 cm**

➤ **Conclusion partiel :**

Pour facilité la mise en ouvre en adopte un voile d'épaisseur **(20cm)**, pour le S-S et le RDC et les étage courant.

II.7.Charges et sur charges :

II.7.1.Plancher terrasse inaccessible :

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

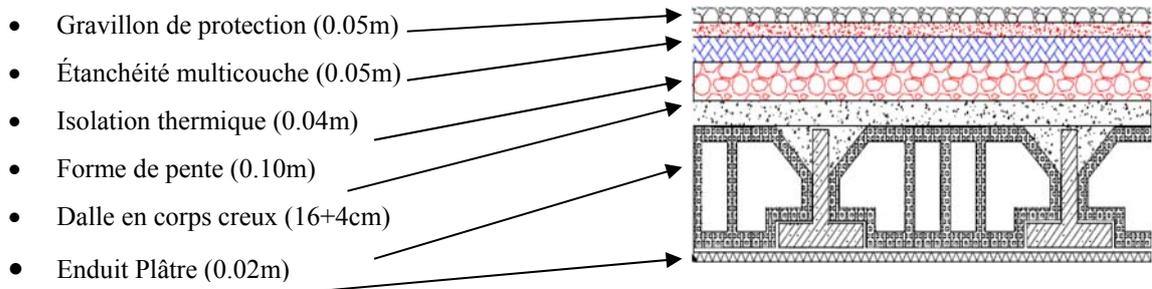


Figure. II.9.- Schéma d'un plancher terrasse

Tableau- II.1. Charges du plancher corps creux (terrasse inaccessible).

désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Gravillons de protection	0.05	17	0.85

désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Etanchéité multicouches	0.05	20	1
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.1	22	2.2
Dalle en corps creux(16+4cm)	/	/	2.8
Enduit plâtre	0.02	10	0.2

$$G = 721 \text{ kg/m}^2 = 7.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

II.7.2.Plancher étage courant à usage d'habitation :

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants et RDC sont en corps creux. La figure .11 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

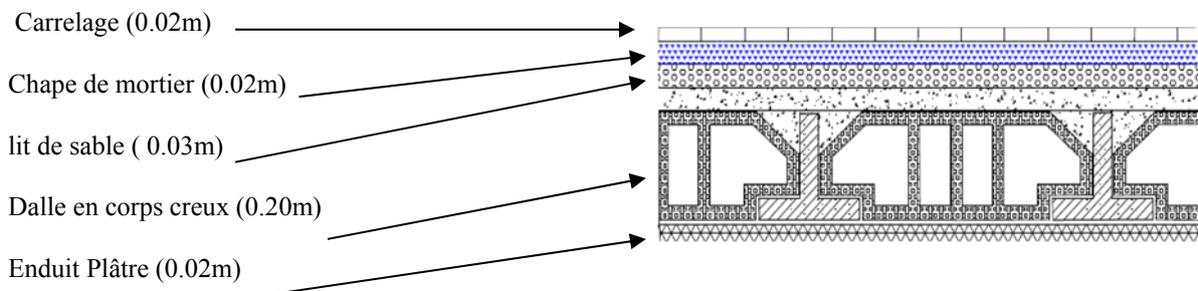


Figure. II.10. Schéma d'un plancher d'étage courant.

Tableau- II.2.Charges du plancher corps creux RDC et EC.

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Chape de mortier	0.02	20	0.4
lit de sable	0.03	18	0.54

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Dalle en corps creux(16+4)	/	/	2.8
Cloison de séparation	/	/	1
Enduit plâtre	0.02	10	0.2

$$G_{ECetRDC} = 534 \text{ kg/m}^2 = 5.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{EC} = 150 \text{ kg/m}^2 = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{RDC} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{1\text{ère étage}} = 150 \text{ kg/m}^2 = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

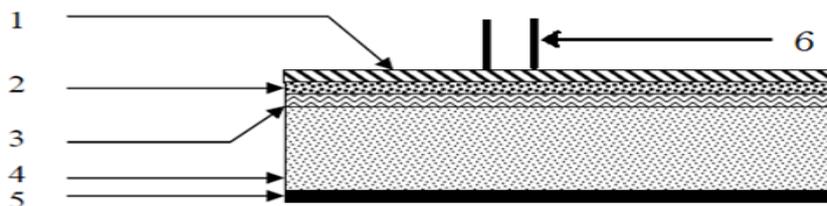


Figure II.11: Plancher dalle pleine (S-S)

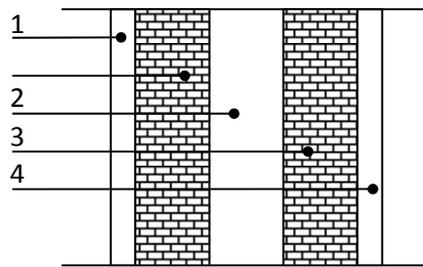
Tableau- II.3.Charges du plancher dalle pleine (S-S).

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Chape de mortier	0.02	20	0.4
lit de sable	0.03	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Cloison de séparation	/	/	1
Enduit plâtre	0.02	10	0.2

$$G_{S-S} = 611 \text{ kg/m}^2 = 6.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{S-S} = 350 \text{ kg/m}^2 = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

II.7.3.Maçonnerie :



Coupe verticale de mur extérieure

Tableau- II.4.Charges permanentes de mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.10	9	0.9
Ame d'air	0.05	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en ciment intérieur	0.02	18	0.36

$$G = 2.52 \text{ kN/m}^2$$

Tableau- II.5.Charges permanentes de mur intérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.1	9	0.9

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Enduit en ciment intérieure	0.02	18	0.36

$$G = 1.32 \text{ kN/m}^2$$

II.7.4. Les balcons

Tableau- II.6.charges et surcharges de balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.03	10	0.30

$$G = 521 \text{ kg/m}^2 = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

II.8. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux fondations, et aussi de participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,8% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

II.8.1. Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait la vérification suivant le RPA1991/03.

II.8.2. Les dimensions à prendre doivent vérifier les inégalités suivantes :

- D'après le RPA99/03 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm (zone IIa).} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20. \\ 1 / 4 < b / h < 4. \end{array} \right.$$

Avec :

b et h : dimensions de la section plane du poteau.

h_e: hauteur du poteau.

- D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 et l'article B.8.4.1 du BAEL91/99.

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante

$$Nu \leq N_{ulim} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

N_u : effort normal maximal à l'ELU (N_u=1,35N_G+1,5N_Q) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r = (b - 0,02) \times (a - 0,02) \text{ pour une section rectangulaire} \\ B_r = (a - 0,02)^2 \text{ pour une section carrée (a = b)} \end{array} \right.$$

γ_b = 1,5 : Coefficient de sécurité du béton

γ_s = 1,15: Coefficient de sécurité de l'acier

f_{c28}=25Mpa : résistance caractéristique du béton

f_e=400Mpa : résistance caractéristique de l'acier

A_s : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,8% de la section réelle du poteau en zone IIa. D'après l'article 7.4.2.1 du RPA99/03 on trouve :

$$\implies \frac{A_s}{B} = 0.008 \approx \frac{A_s}{B_r} \mathbf{0,008B_r}$$

N_G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré en KN.

N_Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau en KN.

Br : Section réduite du poteau en m^2 .

II.8.3.Charges et surcharges revenant au poteau le plus chargé :

La figure II.11: illustre la surface revenant au poteau le plus chargé :

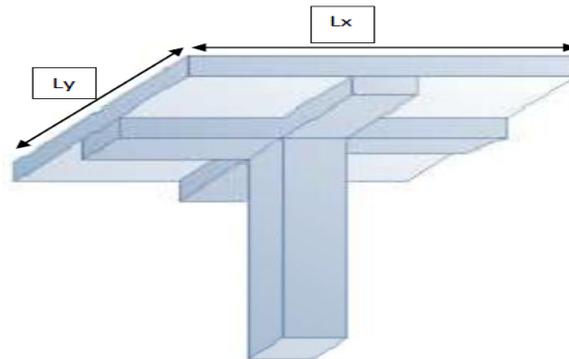


Figure II.12.Dimensions du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

Avec :

$$L_x = 1,925 \text{ m}$$

$$L_y = 2,500 \text{ m}$$

$$S_{\text{plancher}} = 2,5 \times 1,925 = 4,8125 \text{ m}^2$$

N.B:

On majore la surface reprise par le poteau le sollicité par un coefficient de majoration qui égale à 1,15.

$$S_{\text{maj}} = S_{\text{plancher}} \times 1,15 = 4,8125 \text{ m}^2$$

II.8.3.1. Dégression des surcharges d'exploitation:

Notre bâtiment est à usage d'habitation et comporte plus de 5 niveaux donc d'après le DTR B.C.2.2 la dégression doit être prise en compte dans les calculs.

La loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation sont réduites à chaque fois de 10% pour chaque étage jusqu'à 50% (valeur conservée pour les étages inférieurs) sauf pour la terrasse et le dernier étage (sous-sol) ou 'elles conservent leur valeur.

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 7ème étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 6ème étage : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 5ème étage : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 4ème étage : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Donc :

Sous les n^{ème} étage : $Q_0 + ((3+n)/2n) \sum_{i=1}^n Q_i$

Avec :

i : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

n : nombre total de niveaux.

Avec :

$Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$Q_7 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$Q_8 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

II.8.3.2. Effort normal à retenir pour le pré-dimensionnement des poteaux :

On majorera N_u de 10% conformément aux règles CBA93 et BAEL91/99, pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiment comportant au moins trois travées.

Tableau II.7. dimensionnement des poteaux

Niveau	G (kn/m ²)	G _{maj} (kn/m ²)	N _u (kn/m ²)	Br (cm ²)	a (cm ²)	Section
7ème étage	7,21	7,931	258,480	165,427	14,86	35x35
6ème étage	5,34	5,874	474,039	303,385	19,41	40x40
5ème étage	5,34	5,874	689,598	441,343	23,00	40x40
4ème étage	5,34	5,874	905,158	579,301	26,06	45x45
3ème étage	5,34	5,874	1120,717	717,259	28,78	45x45

Niveau	G (kn/m ²)	G _{maj} (kn/m ²)	Nu (kn/m ²)	Br (cm ²)	a (cm ²)	Section
2^{ème} étage	5,34	5,874	1336,276	855,217	31,24	50x50
1^{ème} étage	5,34	5,874	1551,836	993,175	33,51	50x50
RDC	5,34	5,874	1799,158	1151,461	35,93	55x55
SS	6,11	6,721	2102,455	1345,571	38,68	55x55

II.8.3.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante exigée par le RPA99/03 :

$$V = \frac{N}{Bc \times f_{c28}} < 0,3$$

Avec :

V : effort normal réduit

N : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc : aire (section brute) de poteau ;

f_{c28} : résistance caractéristique du béton (f_{c28}=25Mpa)

Tableau II.8. Vérification des poteaux

Niveau	Sections des poteaux Bc(cm ²)	$V = \frac{N}{Bc \times f_{c28}} < 0,3$	Vérification
7^{ème} étage	35×35	0,094	Oui
6^{ème} étage	40×40	0,131	Oui
5^{ème} étage	40×40	0,191	Oui
4^{ème} étage	45×45	0,195	Oui
3^{ème} étage	45×45	0,242	Oui
2^{ème} étage	50×50	0,231	Oui
1^{ème} étage	50×50	0,269	Oui

Niveau	Sections des poteaux Bc(cm ²)	$V = \frac{N}{Bc \times f_c 28} < 0,3$	Vérification
RCD	55×55	0,256	Oui
Sous-sol	55×55	0,299	Oui

II.8.3.4.- Les vérification:

a) vérification de l'RPA:

L'article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b₁, h₁, h_e : les dimensions du poteau.

Pour la zone IIa on a :

- Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm
- Min (b₁, h₁) ≥ h_e / 20
- 1/4 < b₁ / h₁ < 4

étages	Poteaux
7 ^{ème}	(35*35)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 25cm	Oui
Min (b, h) ≥ h _e / 20	Min (b, h) = 35cm ≥ 306 / 20 = 15,3cm	Oui
1/4 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (35/35) = 1 ≤ 4	Oui

étages	Poteaux

5^{ème} et 6^{ème}	(40*40)
---	----------------

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 25cm	Oui
Min (b, h) ≥ he / 20	Min (b, h) = 40cm ≥ 306 / 20 = 15,3cm	Oui
1/4 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (40/40) = 1 ≤ 4	Oui

Etages	Poteaux (cm²)
4^{ème} et 3^{ème}	(45*45)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 45cm ≥ 25cm	Oui
Min (b, h) ≥ he / 20	Min (b, h) = 45cm ≥ 306 / 20 = 15,3cm	Oui
1/4 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (45/45) = 1 ≤ 4	Oui

Etages	Poteaux (cm²)
2^{ème} et 1^{ère}	(50*50)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 50cm ≥ 25cm	Oui

$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$	$\text{Min (b, h)} = 50\text{cm} \geq 306 / 20 = 15.3\text{cm}$	Oui
$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (50/50) = 1 \leq 4$	Oui

Etages	Poteaux (cm²)
RDC	(55*55)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)} = 55\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$	$\text{Min (b, h)} = 50\text{cm} \geq 408 / 20 = 20,4\text{cm}$	Oui
$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (55/55) = 1 \leq 4$	Oui

Etages	Poteaux (cm²)
SOU-SOL	(55*55)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)} = 55\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$	$\text{Min (b, h)} = 50\text{cm} \geq 300 / 20 = 15\text{cm}$	Oui
$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (55/55) = 1 \leq 4$	Oui

b) Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

$L_f = 0.7l_0$ (la hauteur de poteau).

$\lambda = L_f/i$ (l'élancement).

$i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

I : moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

$$I = \frac{bh^3}{12}, B = b \cdot h$$

Avec:

- λ : L'élancement géométrique
- l_f : longueur de flambement.

On prend $\lambda = 35$: ($\lambda \leq 50$) pour s'assurer qu'il n'y aura pas de flambement et pour rester dans le domaine de la compression simple.

Tableau- II.9.Vérification au flambement

Niveau	La section (cm ²)	L _f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	λ ≤ 50
7 ^{ème}	(35*35)	306*0.7=2.114	1.25*10 ⁻³	0.10	21.14	oui
6 ^{ème} et 5 ^{ème}	(40*40)	306*0.7=2.114	2.13*10 ⁻³	0.11	19.21	oui
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	(45*45)	306*0.7=2.114	3.41*10 ⁻³	0.12	17.61	oui
2 ^{ème} et 1 ^{ère}	(50*50)	306*0.7=2.114	5.20*10 ⁻³	0.14	15.10	oui
RDC	(55*55)	408*0.7=2.856	7.62*10 ⁻³	0.15	19.04	oui
sous sol	(55*55)	300*0.7=2.100	7.62*10 ⁻³	0.15	14	oui

➤ **Conclusion:**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenable.

II.9.Les escaliers :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

L'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

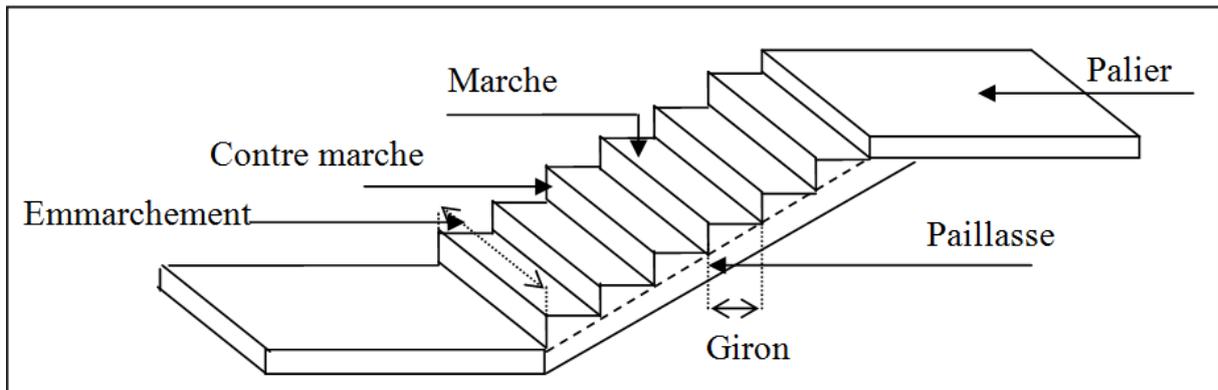


Figure. II.13.Schéma d'un escalier.

II.9.1.Terminologie :

➤ La volée :

C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

➤ Le palier :

C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

➤ La paillasse :

C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

➤ La marche :

C'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.

➤ La contre marche :

C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

➤ L'embranchement :

C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

➤ La ligne de foulée :

C'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'embranchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'embranchement.

II.9.2. Caractéristiques géométriques :

II.9.2.1. Escaliers à deux volées :

Nous avons un escalier à deux volées droites pour le 1^{ère} étage et les étages courants :

Pour le confort on admet :

$$14.5 \leq h \leq 18 \qquad \text{On prend } h = 17 \text{ cm}$$

Nous utilisons la formule de BLONDEL pour le calcul de giron:

On a:

$$59 < 2h + g < 66$$

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition :

$$g + 2h = 64 \text{ cm}$$

La condition $g + 2h = 64 \text{ cm}$ est vérifiée en adoptant pour une hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$ et un giron $g = 30 \text{ cm}$.

➤ Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches

Pour le 1^{ère} étage et les étages courants : $H = 3,06 \text{ m}$

$$H' = H/2 = 1,53 \text{ m} \quad ; \quad h = 0,17 \text{ cm} \quad ; \quad \text{donc} \quad : \quad n = \frac{H'}{h} = \frac{1,53}{0,17} = 9$$

$n = 9$ marches.

Nombre de contre marche m :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 08 \text{ contre marches} \quad \longrightarrow \quad m = 08 \text{ contre marches}$$

- **Volée 1** : n = 9 marches.
- **Volée 2** : n = 9 marches.

- La longueur projetée de paillasse :

$$L = g (n-1) = 0,3 (9-1) = 2,40 \text{ m}$$

- L'embranchement : On adopte un jour de : 30 cm

$$\Rightarrow \text{Largeur de l'embranchement : } L_e = \frac{340-60}{2} = 1.4 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H'}{L} = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32,52^\circ$$

- La longueur de la paillasse est égale à :

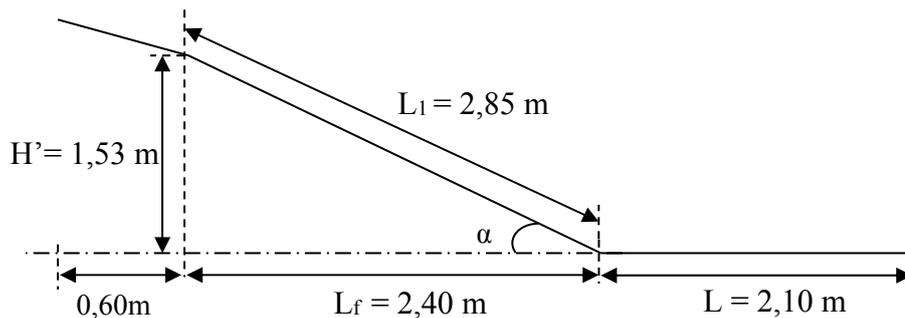
$$L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{1,53}{\sin 32,52} = 2,85 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse est donnée par :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \quad \Rightarrow \quad \frac{285}{30} \leq e_p \leq \frac{285}{20} \quad \Rightarrow \quad 9,5 \leq e_p \leq 14,25$$

Donc on prend :

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$



II.9.2.2. La charge et la surcharge :

- **La paillasse :**

Tableau- II.9.Les charges permanentes de paillasse

Désignation	ep (cm)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
paillasse	15	25	3,75
Marche	h / 2	25	2 ,125
Lit de sable	2	18	0,36
Mortier de pose	2	20	0,40
carrelage	2	20	0,40
Enduit en ciment	2	10	0,20
Garde corps	/	/	1,00
Totale G			8.24

$$G_{paillasse} = 824 \text{ kg/m}^2 = 8,24 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{paillasse} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Le palier :**

Tableau- II.10.Les charges permanentes de palier

Désignation	ep (cm)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Mortier de pose	2	20	0,40
Poids propre du palier	15	25	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Totale G			5,11

$$G_{palier} = 511 \text{ kg/m}^2 = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{palier} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

II.9.2.3. Escaliers à trois volées :

- **Hauteur d'étage :** $h_e = 3.06$ m.
- **Giron :** $g = 30$ cm.
- **Hauteur de la contre marche :** $h = 17$ cm.
- **Volée 1 :** $n = 7$ marches.
- **Volée 2 :** $n = 7$ marches.
- **Volée 3 :** $n = 2$ marches.

- La longueur projetée de paillasse :

$$L = g (n-1) = 0,3 (7-1) = 1,80 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{0,17}{0,30} \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

- La longueur de la paillasse 1 :

$$L = \frac{0,17 \cdot 8}{\sin \alpha} = 2,75 \text{ m.}$$

- La longueur de la paillasse 2 :

$$L = \frac{0,17 \cdot 3}{\sin \alpha} = 1,03 \text{ m.}$$

- L'emmarchement :

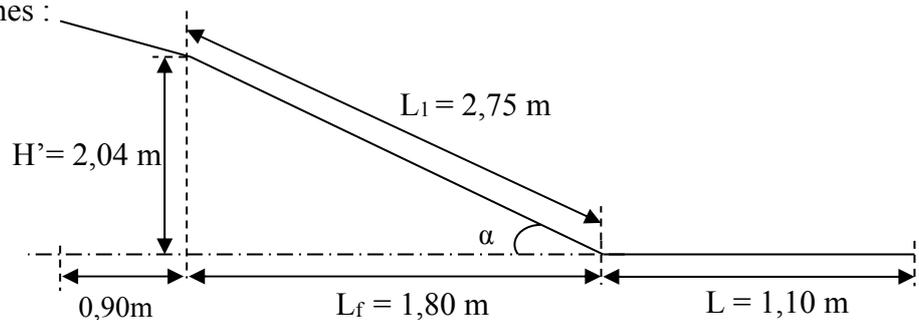
$$L_e = 1,25 \text{ m.}$$

- L'épaisseur de la paillasse est donnée par :

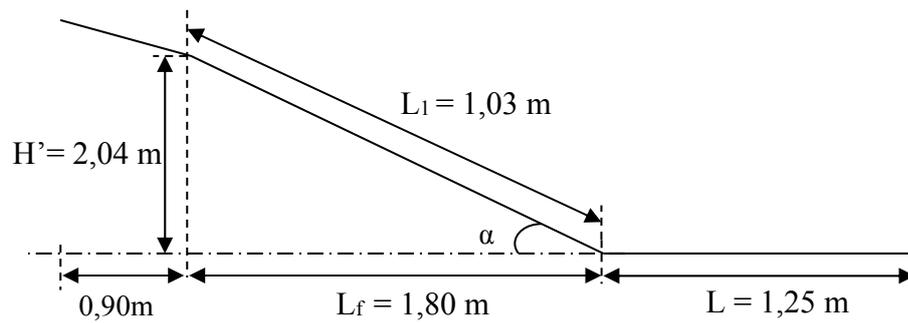
$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow \quad \frac{408}{30} \leq e_p \leq \frac{408}{20} \quad \Rightarrow \quad 13,60 \leq e_p \leq 20,40$$

Donc on prend : $e_p = 15$ cm.

Les deux volées à 7 marches :



Le volée à 2 marches :



II.9.2.4. La charge et la surcharge :

➤ La paillasse :

Tableau- II.11. Les charges permanentes de paillasse

Désignation	ep (cm)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
paillasse	15	25	3,75
Marche	h / 2	25	2 ,125
Lit de sable	2	18	0,36
Mortier de pose	2	20	0,40
carrelage	2	20	0,40
Enduit en ciment	2	10	0,20
Garde corps	/	/	1,00
Totale G			8.24

$$G_{paillasse} = 824 \text{ kg/m}^2 = 8,24 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{paillasse} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Le palier :

Tableau- II.12.Les charges permanentes de palier

Désignation	ep (cm)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfaccique (KN / m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Mortier de pose	2	20	0,40
Poids propre du palier	15	25	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Totale G			5,11

$$G_{palier} = 511 \text{ kg/m}^2 = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{palier} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre 03:

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement.

Les éléments secondaires à ferrailer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers et la salle machine.

III.1. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme un élément de sécurité, pour protéger les gents d'entretien, d'étanchéité au niveau de la terrasse. il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale (Q) due aux actions sismiques non pondérée estimée à (1 Kn/ml) provoquant un moment de renversement M_Q .

Les deux sollicitations N_G et M_Q , provoquant le phénomène de la flexion composée. donc le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire, et comme l'acrotère est directement au contact avec le milieu extérieur, la fissuration est considéré préjudiciable, et le calcul se fera à **P'ELU**, et à **P'ELS** en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

Schéma statique de l'acrotère :

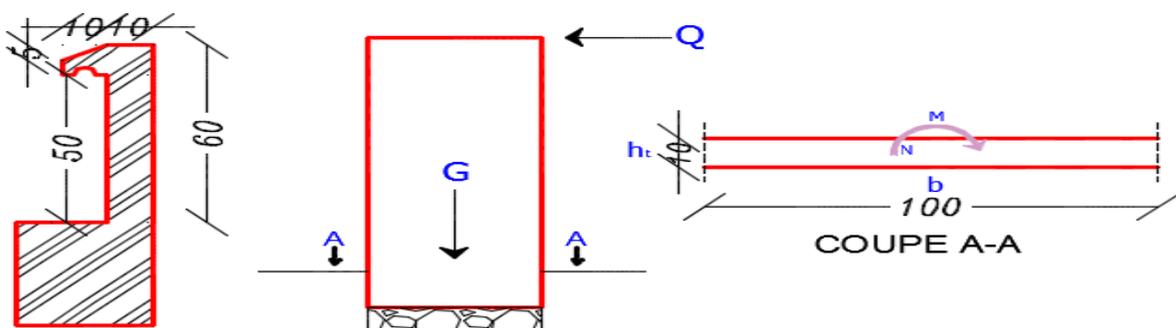


Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1.Calcul des sollicitations :

- Surface de l'acrotère : $S=60 \times 10 + 10 \times 5 + (5 \times 10)/2 = 675 \text{m}^2 = 0.0675 \text{ml}$.
- Poids propre de l'acrotère: $G = \rho \times S = 25 \times 0.0675 = 1.69 \text{ Kn/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ Kn/ml}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ Kn}$.

Effort normal dû au poids propre G :

- $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,69 \times 1 = 1,69 \text{ Kn}$.

Moment de renversement M_Q dû à la surcharge Q :

- $M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ Kn.m}$.

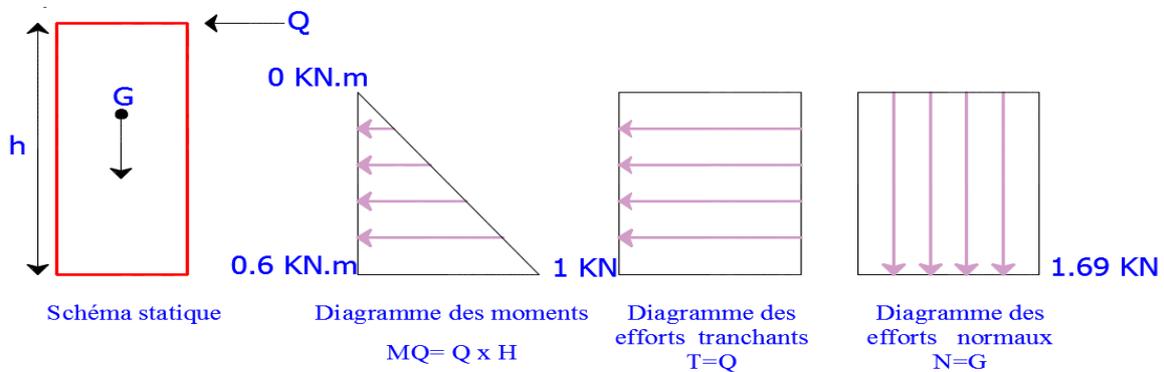


Figure III.2. *Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.*

III.1.2.Combinaison de charge :

ELU :

$$N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$N_{ser} = G = 1.69 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.1.3.Ferrailage :

Le ferrailage se faire a une section rectangulaire soumise à la flexion composée, avec des caractéristiques :

$$\begin{aligned} h &= 10 \text{ cm.} & b &= 100 \text{ cm.} \\ d &= 8 \text{ cm.} & d' &= 2 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Avec:

h : Epaisseur de la section.

b : Largeur de la section.

d' : Enrobage.

d : la distance entre les armatures tendue et la fibre la plus comprimé.

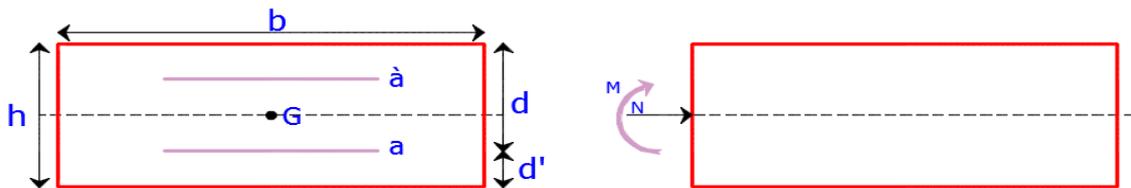


Figure III.3. Section du calcul de l'acrotère.

III.1.4. Calcul des armatures à L'E.L.U :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 2.28 = 0.39 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u = 39 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

$\left\{ \begin{array}{l} N_U : \text{effort de compression.} \\ e_U > \frac{h}{2} : \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.} \end{array} \right.$

Donc la section est partiellement comprimée, et le calcul des armatures se fera en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} puis on se ramène à la flexion composée.

Calcul en flexion simple :

Calcul du moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u (h/2 - C) = 0.9 + 2.28 (0.1/2 - 0.01) = 1.01 \text{ Kn.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uF}}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.01 * 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.011$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{Mu_f}{M_s} = \frac{1.01}{0.60} = 1.68$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1.68 + 49 * 25 - 3050) * 10^{-4} = 0.39$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.39 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.6 * 0.011) = 0.079m$$

Tel que : $Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu})$

$$A_{sf} = \frac{Mu_f}{Z_b * f_{ed}} = \frac{1.01 * 10}{0.079 * 348} = 0.36cm^2$$

Avec :

A_{sf} : Section des armatures tendue.

Z : le bras de levier.

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.36 - \frac{2.28}{34.8} = 0.29 \text{ cm}^2$$

III.1.5.Vérifications à l'E.L.U :

Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL 91) :

$$A_{min} = 0.23 (b * d) f_{t28} / f_{ed}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 (1 * 0.08) * 2.1 / 400 = 0.9 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_s < A_{\min} \implies A_s = A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

Donc en adopte :

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$St = 25 \text{ cm}$$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5.11) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

➤ Conclusion partiel :

En tant que la condition de l'effort tranchant est vérifié donc Y' a pas de risque de cisaillement alors en a pas besoin des armatures transversales.

➤ Vérification d'adhérence des barres au cisaillement (BAEL91Art6.1.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend : } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100.5} = 0.2 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \text{CV}$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Avec :

$\sum u_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres.

n: Nombre des barres.

∅: Diamètre des barres (∅=8mm)

III.1.6.Vérification à l'ELS :

Contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$$

On a :

$$\sigma_{bc} = y \cdot k$$

Avec :

(y) : la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimé.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

($\bar{\sigma}_{bc}$) : Contrainte admissible de compression dans le béton

➤ La position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2]$$

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{100 \times 1.91^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.91)^2 = 415.88 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{0,6 \times 10^5}{415.88} = 144.27 \text{ MN/m}^3$$

Y= 1.91 cm et **K= 144.27 MN/m³**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 144.27 \times 0.0191 = 2.75 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que :

On a :

Fissuration préjudiciable.

$\eta = 1.6$ pour les acier haute adhérence.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266.66, 201.66 \} = 202 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{0,6 \times 10^5}{415.88} = 144.27 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 15 \times 144.27 \times (0,08 - 0,0191) = 131.8 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s > \sigma_s \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Vérification au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau **(4.1) du RPA** suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_P: facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

$C_P = 0,80$ (élément en console)

W_P : poids de l'acrotère :

$W_P = 1.69 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.69 = 0.811$ donc : $F_P = 0.811 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_P < Q \dots\dots\dots C.V$

➤ Calcul d'ancrage

$$L_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

Donc : La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

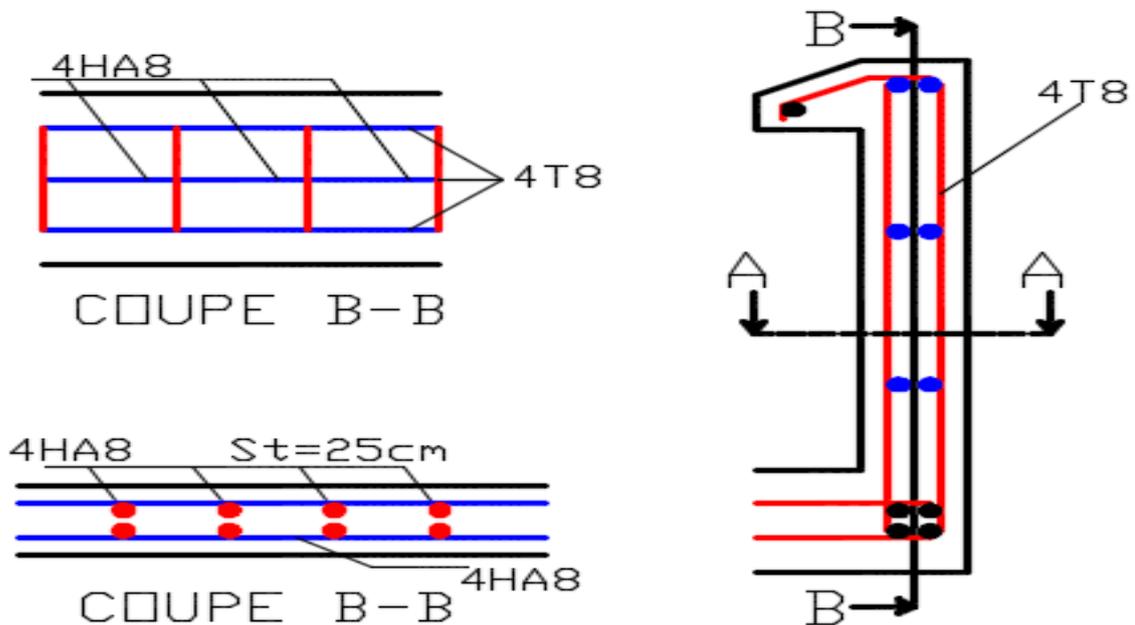


Figure III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2.Calcul des balcons :

Notre structure comporte un seul type de balcon ; il est sous forme d'une console en dalle plein ayant une extrémité encastree dans le plancher et l'autre libre.

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1,1\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastree à son extrémité. Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable. L'épaisseur est donnée par :

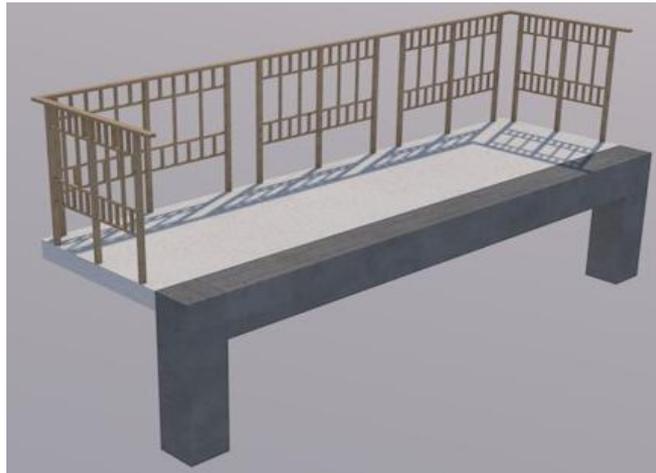


Figure.III.5.Image du balcon.

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{110}{10} = 11 \text{ cm, on adopte : } e = 15 \text{ cm.}$$

III.2.1.Détermination des efforts :

- Charges permanentes $G_1 = 5,21 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Surcharges sur le balcon $Q_1 = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Surcharges dus à la main courante $Q_2 = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Charge de garde corps (acier en Inox) $G_2 = 0,25 \text{ KN} / \text{m}^2$

a) Combinaisons de charges :

➤ ELU :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \quad \longrightarrow \quad P_u = 1,35 (5,21) + 1,5 (3,5) = 12,28 \quad \longrightarrow \quad P_u = 12,28 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$P = 1,35G_2 \quad \longrightarrow \quad P = 1,35 (0,25) = 0,3375 \quad \longrightarrow \quad P = 0,3375 \text{ KN} / \text{ml}$$

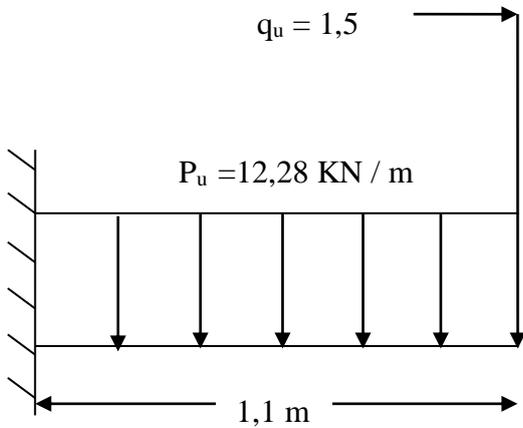
$$q_u = 1,5Q_2 \quad \longrightarrow \quad q_u = 1,5(1) = 1,5 \quad \longrightarrow \quad q_u = 1,5 \text{ KN} / \text{ml}$$

➤ ELS :

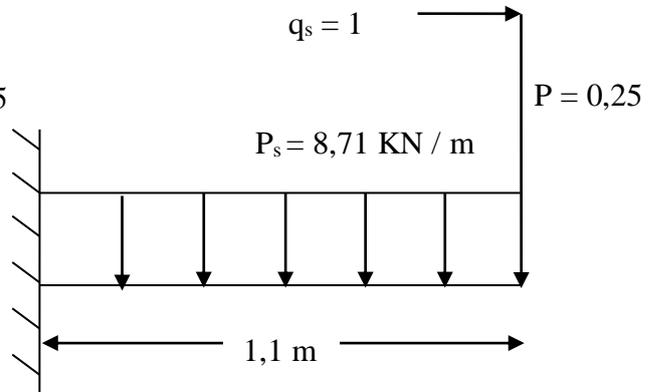
$$P_s = G + Q \quad \longrightarrow \quad P_s = 8,71 \text{ KN} / \text{ml}$$

$P = 1G_2 \longrightarrow P = 0,25 \text{ KN / ml}$

$q_s = 1Q_2 \longrightarrow q_s = 1 \text{ KN / ml}$



ELU



ELS

b) Les moments et les efforts tranchants :

➤ **ELU :**

$$M_u = \frac{P_u L^2}{2} + P l + q_u$$

$$M_u = \frac{12,28 \times (1,1)^2}{2} + (0,3375 \times 1,1) + 1,5 = 9,30 \text{ KN.m} \longrightarrow M_u = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \cdot L + P = (12,28 \times 1,1) + 0,3375 = 13,85 \text{ KN} \longrightarrow V_u = 13,85 \text{ KN}$$

➤ **ELS :**

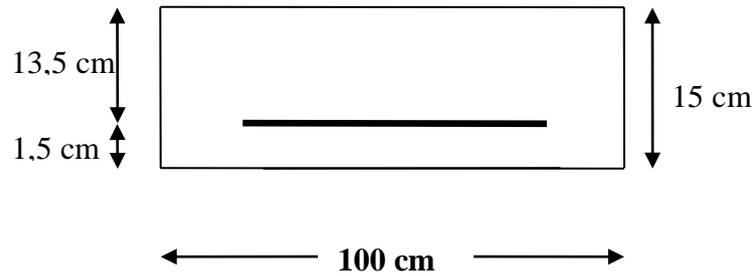
$$M_{ser} = \frac{P_s L^2}{2} + P L + q_s = \frac{(8,71)(1,1)^2}{2} + (0,25 \times 1,1) + 1 = 6,54 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{ser} = 6,54 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = P_s L + P = (8,71 \times 1,1) + 0,25 = 9,83 \text{ KN} \longrightarrow V_s = 9,83 \text{ KN}$$

III.2.2.Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de **1m** de largeur et de **15 cm** de hauteur, libre d'un coté et encastré d'un autre.

a) Armatures longitudinales :



En suivant l'organigramme récapitulatifs pour le dimensionnement des armatures (article 8 .1. pratique du B.A.E.L91) :

$$b=100\text{cm} \quad ,$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 0.15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 9,30 \text{ KN.M}$$

$$b = 100\text{cm}; c = 1,5\text{cm}, f_{bc} = 14,17\text{MPa}; \sigma_s = 348\text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{12,28 \times 10^6}{(1000) \times (135)^2 \times 14,2} = 0,048 \longrightarrow \mu = 0,052 < \mu_l = 0,391 \quad A_s = 0$$

$$\mu = 0,052 \longrightarrow \beta_u = 0,0498 \quad .$$

$$A_{st} = \frac{\beta_u b d \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{0,0498 \times 100 \times 13,5 \times 14,2}{348} = 2,74 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{st} = 2,74 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_u, A_{\min} \} \Rightarrow A_s = 2,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 5\text{HA}10 = 3,52 \text{ cm}^2 \text{ espacement } St = 20 \text{ cm}$$

c) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,52}{4} = 0,88 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopte } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2, \text{ espacement } St = 20 \text{ cm}$$

d) Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **Dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

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

y : nouvelle position de l'axe neutre.

$$\frac{b y^2}{2} + n(As + As') y - n(As' d' + As d) = 0 \quad As' = 0$$

$$\frac{b y^2}{2} - n As (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 52,80 y - 712,8 = 0 \quad \longrightarrow \quad y = 3,28 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n[As'(y - d')^2 + As (d - y)^2] \quad \text{tel que : } As' = 0$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n As (d - y)^2 \quad \longrightarrow \quad I = 6691,13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,54 \times 10^6 \times 3,28 \times 10}{6691,13 \times 10^4} = 3,21 \text{ Mpa}$$

donc : $\sigma_{bc} = 3,21 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ (Condition vérifié).

➤ **Dans l'acier :**

On doit vérifier $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n F_{t28}}) \right\} = 201,6 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{6,54 \times 10^6}{6691,13 \times 10^4} (13,5 - 3,28) \times 10 = 149,84 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s = 149,84 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ Mpa}$ (Condition vérifié).

e) Vérification des espacements des barres :

➤ **Armatures longitudinales :**

$$St < \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ (Condition vérifié).

➤ **Armatures de répartition :**

$$St < \min (4h, 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15; 45) = \min (60; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

➤ **Vérification des efforts tranchants (BAEL 91 Art A5.1, 211) :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 F_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\text{Max}}}{b d} \longrightarrow V_{u\text{Max}} = \frac{13,85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,11 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_u = 0,11 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL 91 Art 6.1-3) :**

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{V_{u\text{Max}}}{0,9 d \sum u_i} \leq \overline{\tau}_{\text{ser}} = \psi f_{ti}$$

$$\psi = 1,5 : \text{ pour HA, } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \longrightarrow \overline{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa, } \sum_{i=4}^n u_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,49 \text{ mm} \longrightarrow \sum_{i=4}^n u_i = 188,49 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{13,85 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,49} = 0,61 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_{\text{ser}} = 0,61 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_{\text{ser}} = 0,61 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{110} = 0,13 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa} \longrightarrow \frac{3,52}{100 \times 13,5} = 0,00261 \text{ MPa} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ Mpa} \dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow 0,11 > \frac{1}{10} \times \frac{10,13}{10,13} = 0,1 \dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

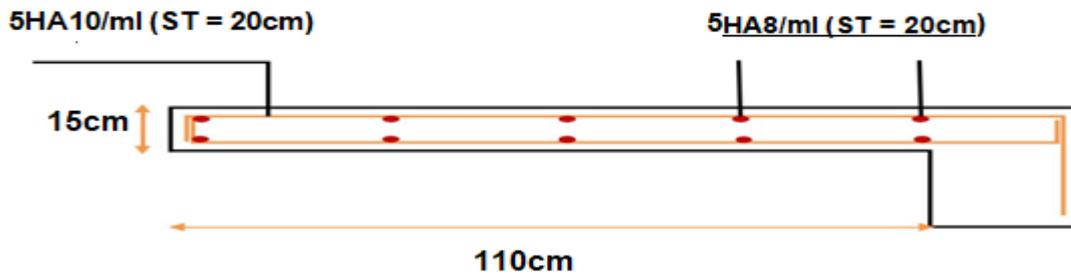


Figure III.6.Schéma de ferraillage du balcon.

III.3. Etude de la dalle pleine de la salle de machine :

III.3.1.Introduction :

Notre structure est constitué un cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, la surface de la cabine est de $2,55 \text{ m}^2$ ($1,50 \times 1,70$) pouvant chargé 6 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 6 tonnes.

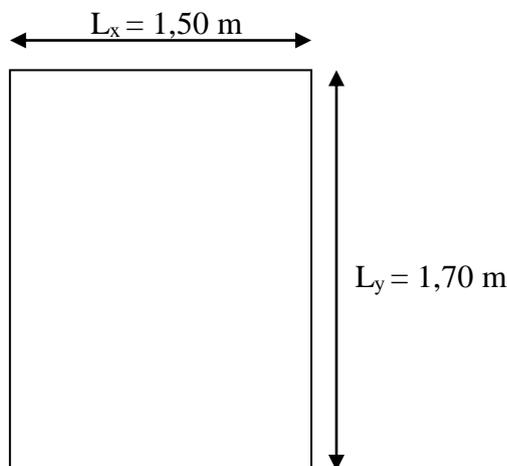
III.3.2.Dimensionnement :

III.3.2.1.Epaisseur de la dalle :

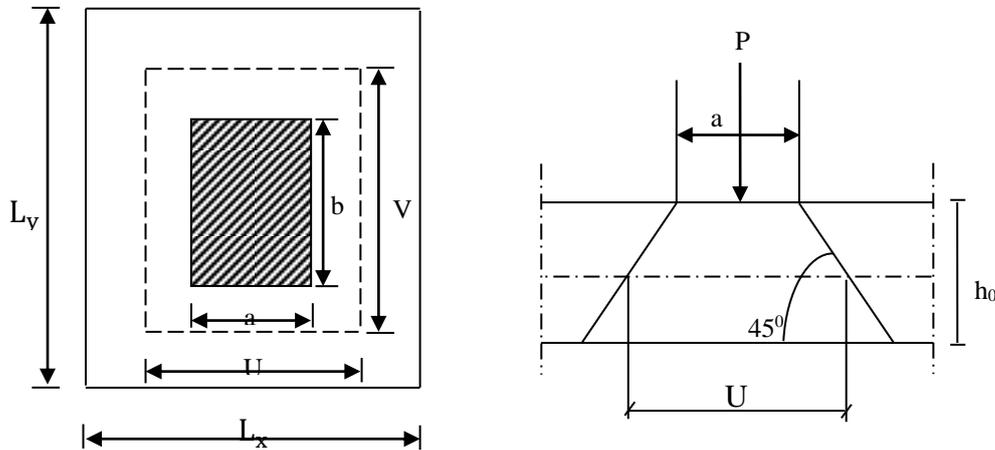
$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5,00 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12 cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 20 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.



La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 : 0,4 < \alpha < 1 \longrightarrow \text{la dalle porte sur les deux sens.}$$

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h = 100 + 20 + 2 \times 0 = 120 \text{ cm} \\ V = b_0 + h_0 + 2h = 100 + 20 + 2 \times 0 = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- h_0 : hauteur de la dalle ($h_0 = 20$ cm).
- $a_0 = b_0 = 100$ cm (côte de rectangle dans laquelle P est concentrée).
- $h = 0$ épaisseur de revêtement.

III.3.3. Les moments M_{x1} , M_{y1} système de levage :

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

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

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $\left(\alpha ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y}\right)$ à partir des abaques de PIGEAUD :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,88 \\ \frac{U}{L_x} = 0,80 \\ \frac{V}{L_y} = 0,70 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{après interpolation : } M_1 = 0,065 \quad \text{et } M_2 = 0,052$$

A l'ELU :

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6000 + 1,5 \times 0 = 8100 \text{ Kg / ml}$$

$$M_{x1} = 81 \times 0,065 = 5,26 \text{ KN / m}$$

$$M_{y1} = 81 \times 0,052 = 4,21 \text{ KN / m}$$

III.3.4. Les moments dus aux poids propre de la dalle M_{x2} , M_{y2} :

$\alpha = 0,88 > 0,4 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\alpha = 0,88 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

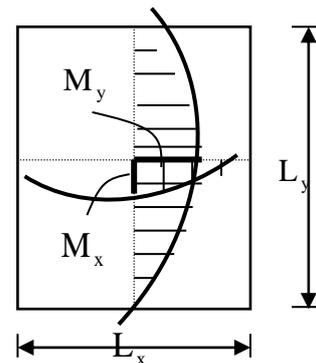
$$M_{x2} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0,20) + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = 0,0476 \times 8,25 \times 1,50^2 = 0,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7438 \times 0,88 = 0,65 \text{ KN.m}$$



III.3.5. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,26 + 0,88 = 6,14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,21 + 0,65 = 4,86 \text{ KN.m}$$

III.3.6.Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de **1m** de largeur et de **20cm**

➤ **sens X – X :**

➤ **Aux Appuis :**

$$M_a = 0,5 M_x = 0,5 \times 6,14 = 3,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{3,07 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,0067 < \mu_l = 0,392, \text{ la section sera admet avec des armatures}$$

$$\text{tendus : } \mu = 0,0067 \longrightarrow \beta = 0,0068$$

$$A_a = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,0068 \times 100 \times 18 \times 14,2}{348} = 0,95 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_a = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$7\text{HA}8 = 3,52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 6,14 = 4,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{4,61 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_l = 0,392, \text{ la section sera admet avec des armatures}$$

$$\text{tendus : } \mu = 0,01 \longrightarrow \beta = 0,0102$$

$$A_t = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,0102 \times 100 \times 18 \times 14,2}{348} = 0,750 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_t = 0,750 \text{ cm}^2$$

Soit: $7\text{HA}10 = 5,5 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.

➤ **sens Y – Y :**

➤ **Aux Appuis :**

$$M_a = 0,5 M_y = 0,5 \times 4,86 = 2,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{2,43 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,0053 < \mu_l = 0,392, \text{ la section sera admet avec des armatures}$$

$$\text{tendus : } \mu = 0,0053 \longrightarrow \beta = 0,0053$$

$$A_a = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,0053 \times 100 \times 18 \times 14,2}{348} = 0,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_a = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit: $7\text{HA}8 = 3,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 M_y = 0,75 \times 4,86 = 3,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{3,64 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_1 = 0,392, \text{ la section sera admet avec des armatures}$$

$$\text{tendus : } \mu = 0,008 \longrightarrow \beta = 0,0081$$

$$A_t = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,0081 \times 100 \times 18 \times 14,2}{348} = 0,59 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_t = 0,59 \text{ cm}^2$$

Soit: 7HA10 = 5,5 cm² avec un espacement de 15 cm

III.3.6.1. Vérification à l'ELU :**1. Condition non fragilité : (A.4.2.1 BAEL 91)**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2} \quad \alpha = 0,88$$

Avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \text{ }^0/_{00}$)

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 \times (3-0,88) / 2 = 1,69 \text{ cm}^2 < 5,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\text{➤ Aux appuis : } A_{u_a} = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\text{➤ En travées : } A_{u_t} = 5,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

2. Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h, 25 \text{ cm})$.

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$.

➤ **Sens X – X :**

Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

➤ **Sens Y – Y :**

Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3. Condition de non poinçonnement :

$P \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (1,20 + 1,20) = 4,8 \text{ m}$$

$$P = 60 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,8 \times 0,20 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 720 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

4. Contrainte tangentielle :

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{60}{2 \times 1,20 + 1,20} = 16,66 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{60}{2 \times 1,20 + 1,20} = 16,66 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 F_{bc}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} ; \text{ La fissuration peu nuisible donc :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{16,66 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,092 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 0,092 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.3.6.2. Vérification de l'ELS :

a) Les moments à l'ELS :

➤ **Moment engendré par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s (\nu M_1 + M_2)$$

$$q_s = G + Q = 60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x1} = 60 \times (0,065 + 0,2 \times 0,052) = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 60 \times (0,2 \times 0,065 + 0,052) = 3,9 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN / m}^2$$

$$\alpha = 0,88 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{array} \right\}$$

$$M_{X2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0546 \times 6 \times 1,50^2 = 0,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{X2} = 0,8216 \times 0,74 = 0,61 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{X1} + M_{X2} = 4,52 + 0,74 = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,9 + 0,65 = 4,51 \text{ KN.m}$$

b) Ferraillage :

➤ **Sens X - X :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_x = 0,5 \times 5,26 = 2,63 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\alpha}_l = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 400} = 0,36$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_l \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_l}{3}\right) b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 0,36 \left(1 - \frac{0,36}{3}\right) 1 \cdot 0,18^2 \cdot 15 \cdot 10^3 = 76,98 \text{ KNm}$$

$$M_{rb} > M_a \longrightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_l}{3}\right) = 0,18 \left(1 - \frac{0,36}{3}\right) = 0,1584 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2,63 \cdot 10}{0,1584 \cdot 400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 5,26 = 3,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb} = 76,98 > Ma \longrightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_l}{3}\right) = 0,1584\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{3,95 \cdot 10}{0,1584 \cdot 400} = 0,63\text{cm}^2$$

- **sens Y – Y :**
- **Aux Appuis :**

$$Ma = 0,5 My = 0,5 \times 4,21 = 2,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb} > Ma \longrightarrow A' = 0$$

$$Z_b = 0,1584\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2,11 \cdot 10}{0,1584 \cdot 400} = 0,33\text{cm}^2$$

- **En travée :**

$$Mt = 0,75 My = 0,75 \times 4,21 = 3,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb} > Ma \longrightarrow A' = 0$$

$$Z_b = 0,1584\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{3,16 \cdot 10}{0,1584 \cdot 400} = 0,50\text{cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

- **Sens X – X :**
- **Aux appuis :**
- **Dans le béton :**

$$Ma = 2,11 \text{ KN.m} \quad A_s = 3,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

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

$$\frac{by^2}{2} + 15(As + As') y - 15(As'd' + As d) = 0 \quad As' = 0$$

$$\frac{by^2}{2} + n As y - n As d = 0$$

$$\frac{by^2}{2} - 15As (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 52,8 y - 950,4 = 0. \quad \longrightarrow \quad y = 3,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [As (d-y)^2 + A's (y-d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + n x As (d - y)^2 \quad \longrightarrow \quad I = 12473,89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,63 \times 10^6}{12473,89 \times 10^4} \times 3,86 \times 10$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0,81 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ (Condition vérifiée).

➤ **Dans l'acier :**

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = f_e = 400 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2,63 \times 10^6}{12473,89 \times 10^4} (18 - 3,86) \times 10 = 44,71 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s = 44,71 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}$ (Condition vérifié).

➤ **En travée :**

$$M_t = 3,16 \text{ KN.m} \quad A_s = 5,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts}}{I} y$$

$$\frac{b y^2}{2} + 15(As + As') y - 15(As' d' + As d) = 0 \quad As' = 0$$

$$50 y^2 + 82,5 y - 1485 = 0 \quad \longrightarrow \quad y = 4,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15[As'(y - d')^2 + As(d - y)^2]$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 As(d - y)^2 \quad \longrightarrow \quad I = 18054,12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts}}{I} y = \frac{3,98 \times 10^6 \times 4,68 \times 10}{18054,12 \times 10^4} = 1,03 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 1,03 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ (Condition vérifiée).

✓ **Dans l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = f_e = 400 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,98 \times 10^6}{18054,12 \times 10^4} (18 - 4,68) \times 10 = 44,04 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 44,04 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifié).}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y - y.

➤ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.7. Plan de ferraillage de la dalle pleine salle machine :

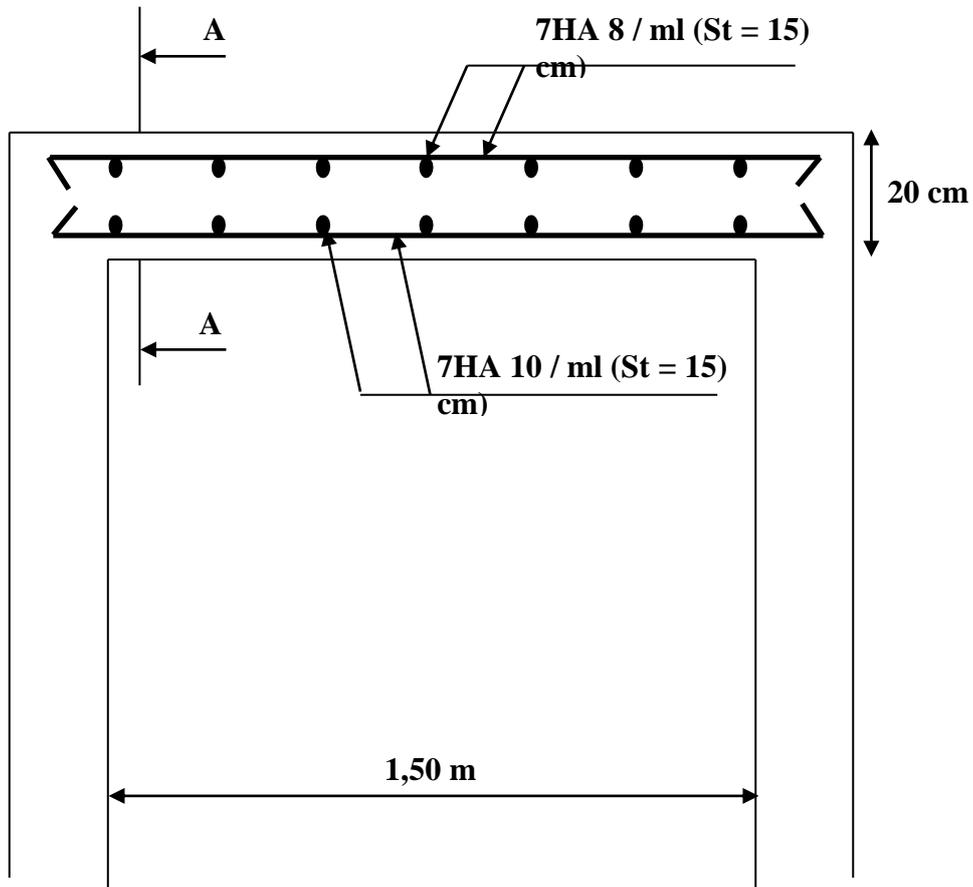


Figure.III.7. Plan de ferrailage dans le sens (X-X)

III.4.Etude de Plancher :

Les planchers sont des éléments en plan horizontaux qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges, Permettre une isolation thermique
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

III.4.1.Principe de la méthode :

III.4.1.1-Calcul avant coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression, les poutrelles sont supposées reposant sur deux appuis simples soumis sous des charges.

1) charges permanentes :

Poids du corps creux $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{KN/ml}$.

Poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{KN/ml}$.

$G = 0,74 \text{KN/ml}$.

2) surcharges d’exploitations :

Surcharge de l’ouvrier $q = 1 \text{KN/ml}$.

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

c) schéma statique du plancher :

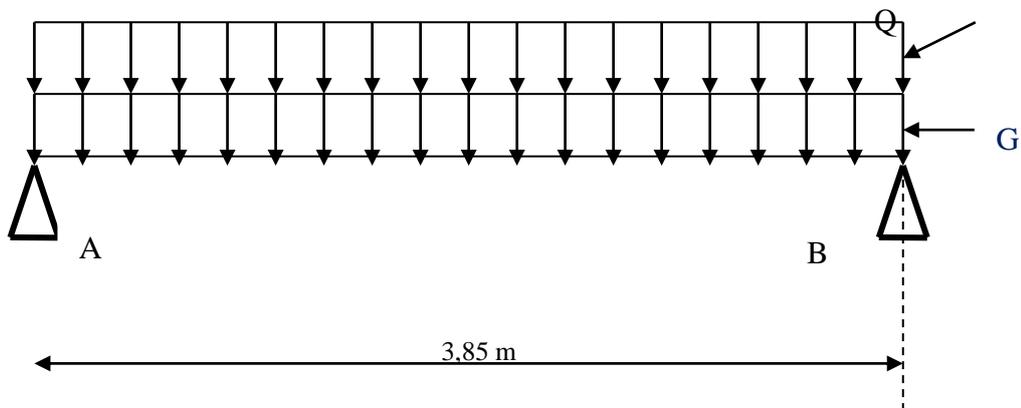


Figure.III.8.Schéma statique du plancher

$G=0.74\text{KN / ml.}$

$Q=1,00\text{KN / ml.}$

d) Combinaisons d’actions:

Tableau.III.1.Combinaison d’action.

Combinaison des charges:	Moments	Efforts tranchants :
$q_u=1,35G +1.5Q$ $q_u =1,35(0,74) +1,5(1)$ $q_u=2,5\text{KN/ml.}$	$M_u=q_u \times l^2 / 8$ $M_u=2,5 \times (3,85)^2 / 8$ $M_u=4,63\text{KN.m}$	$T_u=q_u \times l / 2$ $T_u= 2,5 \times 3,85 / 2$ $T_u=4,81\text{KN}$ $\mu_{bu}= M_u / b_0d^2\sigma_{bc}$ $\mu_{bu}=4,63 \times 10^6 / 100 \times 180^2 \times 14,17$ $\mu_{bu}=0,101$ $\mu_{lu}=0,299 >$ $\mu_{bu}=0,101 \dots \dots \dots A \neq 0.$

III.4.1.2.Calcul après coulage :

Après le coulage de la dalle de compression .la forme de poutrelle est (T).

$b_1=27,5\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=10\text{cm.}$

III.4.2.Etude de la poutrelle :

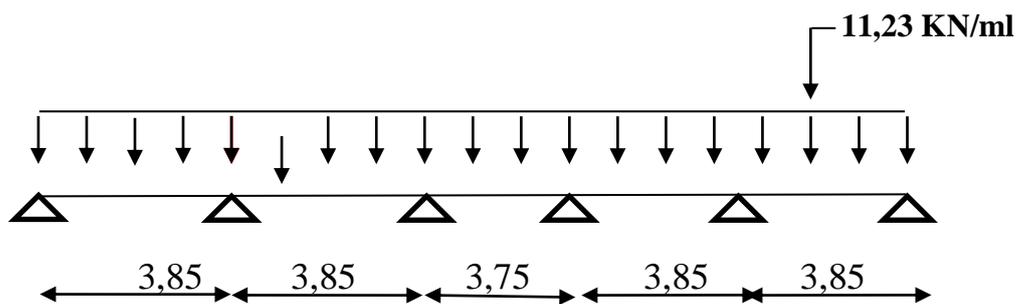
1) Charges revenants aux poutrelles :

➤ L’ELU : $q_u= (1,35G+1.5Q) \times b$

➤ L’ELS : $q_u= (G+Q) \times b$

Tableau.III.2. Combinaison d'action.

Niveau	G (KN /m ²)	Q (KN /m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
commercial	5.34	2,5	0.65	10,95	7,84
Bureau	5.34	2.5	0.65	10,95	7,84
Etage courant	5.34	1.5	0.65	9,45	6,84
Terrasse inaccessible	7,21	1	0.65	11,23	8,21



2) Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant :

a) Vérification des conditions d'application de la méthode Forfaitaire :

- $q \leq \max (2g, 5\text{KN/m}^2) \dots 1, 5 < 2(0.74) = 1.48\text{KN/m}^2$.et $4 < 5\text{KN/m}^2 \dots$ **condition vérifiée.**

-les sections transversales sont les même dans les différent travées en continuité, donc les moments d'inertie sont les mêmes.....**condition vérifiée.**

-les fissurations sont considère comme peu préjudiciable**condition vérifiée.**

-les portées successives sont dans le rapport entre 0,8 et 1,25.

$0,8 \leq l_i / l_{(i+1)} \leq 1,25 \dots 0,8 \leq 4 / 3,85 = 1,03 \leq 1,25 \dots$ **condition vérifiée.**

Donc la méthode Forfaitaire est applicable.

⇒ Alors cette méthode est applicable.

On doit respecter les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec :

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.

On retiendra les coefficients suivants :

1) **Calcul des moments :**

➤ **Moment sur travées :**

L'ELU :

✓ **Travée 1-2 et 2-3 et 4-5 et 5-6 : (L=3,85 m)**

$$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{11,23 \times (3,85)^2}{8} = 20,80 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée 3-4 : (L = 3.75 m)**

$$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{11,23 \times (3,75)^2}{8} = 19,74 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

✓ **Travée 1-2 et 2-3 et 4-5 et 5-6 : (L=3,85 m)**

$$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{8,21 \times (3,85)^2}{8} = 15,21 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée 3-4 : (L = 3.75 m)**

$$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{8,21 \times (3,75)^2}{8} = 14,43 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

➤ **Appuis de rive :**

$M_1=M_6=0$; sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0.15M_0$.

L'ELU :

➤ **Appuis voisin de rive :**

$$M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0,5 \times 20,80 = -10,40 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -0,5 M_{5-6} = -0,5 \times 20,80 = -10,40 \text{ KN.m}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$M_3 = -0,4 \max (M_{2-3}, M_{3-4}) = -0,4 \max(20,80 ; 19,74) = -8,32 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0,4 \max (M_{3-4}, M_{4-5}) = -0,4 \max(19,74 ; 20,80) = -8,32 \text{ KN.m}$$

L'ELS:

➤ **Appuis voisin de rive :**

$$M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0,5 \times 15,21 = -7,60 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -0,5 M_{5-6} = -0,5 \times 15,21 = -7,60 \text{ KN.m}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$M_3 = -0,4 \max (M_{2-3}, M_{3-4}) = -0,4 \max(15,21 ; 14,43) = -6,08 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0,4 \max (M_{3-4}, M_{4-5}) = -0,4 \max(14,43 ; 15,21) = -6,08 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travées :**

➤ **Calcul des coefficients :**

Tableau.III.3.Tableau récapitulatif des coefficients.

Coefficients / plancher	stockage
$\alpha = Q/G + Q$	0,574
$(1+0.3\alpha)$	1,171
$(1,2+0,3\alpha) / 2$	0,685

➤ **L'ELU:**

➤ **Travée 1-2 : (L=3,85 m)**

$$M_t \geq 1,129 \times 20,80 + \frac{-10,40}{2} = 18,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 20,80 = 13,73 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 2-3 : (L=3,85 m)**

$$M_t \geq 1,129 \times 20,80 + \frac{-10,40-8,82}{2} = 13,87 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 20,80 = 13,73 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 3-4: (L=3,75 m)**

$$M_t \geq 1,129 \times 19,74 + \frac{-8,82-10,40}{2} = 12,67 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 19,74 = 13,02 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 4-5: (L=3,85 m)**

$$M_t \geq 1,129 \times 20,80 + \frac{-10,40-8,82}{2} = 13,87 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 20,80 = 13,73 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 5-6: (L=3,85 m)**

$$M_t \geq 1,129 \times 20,80 + \frac{-10,40}{2} = 18,28 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 20,80 = 13,72 \text{ KN.m}$$

➤ **L'ELS:**

➤ **Travée 1-2 : (L=3,85 m)**

$$M_t \geq 1,129 \times 15,21 + \frac{-7,60}{2} = 13,37 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 15,21 = 10,03 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 2-3 : (L=3,85 m)**

$$M_t \geq 1,129 \times 15,21 + \frac{-7,60-6,08}{2} = 10,33 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 15,21 = 10,03 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 3-4:** (L=3,75 m)

$$M_t \geq 1.129 \times 14,43 + \frac{-6,08-7,60}{2} = 9,45 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 14,43 = 9,52 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 4-5:** (L=3,85 m)

$$M_t \geq 1,129 \times 15,21 + \frac{-7,60-6,08}{2} = 10,33 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 15,21 = 10,03 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 5-6:** (L=3,85 m)

$$M_t \geq 1,129 \times 15,21 + \frac{-7,60}{2} = 13,37 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq 0,66 \times 15,21 = 10,03 \text{ KN.m}$$

2) Calcul d'efforts tranchant :

➤ **L'ELU:**

➤ **Travée 1-2 :** (L = 3,85 m)

$$V_1 = \frac{(10,4 \times 3,85)}{2} = 20,02 \text{ KN}$$

$$V_2 = 1.15 \times V_1 = 23,02 \text{ KN}$$

➤ **Travée 2-3:** (L = 3,85 m)

$$V_2 = 1.15 \times \frac{(10,4 \times 3,85)}{2} = 23,02 \text{ KN}$$

$$V_3 = 1.15 \times V_2 = 26,47 \text{ KN}$$

➤ **Travée 3-4:** (L = 3,75 m)

$$V_3 = 1.15 \times \frac{(10,4 \times 3,75)}{2} = 22,43 \text{ KN}$$

$$V_4 = 1.15 \times V_3 = 25,56 \text{ KN}$$

➤ **Travée 4-5:**

$$\left. \begin{aligned} V_4 &= 1.15 \times \frac{(10,4 \times 3,85)}{2} = 23,02 \text{ KN} \\ V_5 &= 1.15 \times V_4 = 26,47 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Travée 5-6:**

$$\left. \begin{aligned} V_5 &= 1.15 \times \frac{(10,4 \times 3,85)}{2} = 23,02 \text{ KN} \\ V_6 &= \frac{(10,4 \times 3,85)}{2} = 20,02 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

➤ **L'ELS:**

➤ **Travée 1-2 : (L = 3,85 m)**

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{(7,6 \times 3,85)}{2} = 14,63 \text{ KN} \\ V_2 &= 1.15 \times V_1 = 16,82 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Travée 2-3: (L = 3,85 m)**

$$\left. \begin{aligned} V_2 &= 1.15 \times \frac{(7,6 \times 3,85)}{2} = 16,82 \text{ KN} \\ V_3 &= 1.15 \times V_2 = 19,43 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Travée 3-4: (L = 3,75 m)**

$$\left. \begin{aligned} V_3 &= 1.15 \times \frac{(7,6 \times 3,75)}{2} = 16,38 \text{ KN} \\ V_4 &= 1.15 \times V_3 = 18,84 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Travée 4-5: (L = 3,85 m)**

$$\left. \begin{aligned} V_4 &= 1.15 \times \frac{(7,6 \times 3,85)}{2} = 16,82 \text{ KN} \\ V_5 &= 1.15 \times V_4 = 19,43 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Travée 5-6:** (L = 3,85 m)

$$V_5 = 1.15 \times \frac{(7,6 \times 3,85)}{2} = 16,82 \text{ KN}$$

$$V_6 = \frac{(7,6 \times 3,85)}{2} = 14,63 \text{ KN}$$

Tableau.III.4. Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher terrasse

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)	M _t (KN.m)	V _e (KN)	V _w (KN)
1-2	3,85	11,23	20,80	0	-8,32	18,28	20,02	23,02
2-3	3,85	11,23	20,80	-10,4	-8,32	13,87	23,02	26,47
3-4	3,75	11,23	19,74	-8,32	-8,32	12,87	22,43	25,56
4-5	3,85	11,23	20,80	-8,32	-10,4	13,87	23,02	26,47
5-6	3,85	11,23	20,80	-10,4	0	18,28	23,02	20,02

Tableau.III.5. récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Type de plancher	Sollicitations	ELU			ELS		
		M ^{max} appui (KN.m)	M ^{max} trav (KN.m)	V ^{max} (KN)	M ^{max} appui (KN.m)	M ^{max} trav (KN.m)	V ^{max} (KN)
	Plancher de commercial	10,40	18,28	26,47	7,60	13,37	19,43

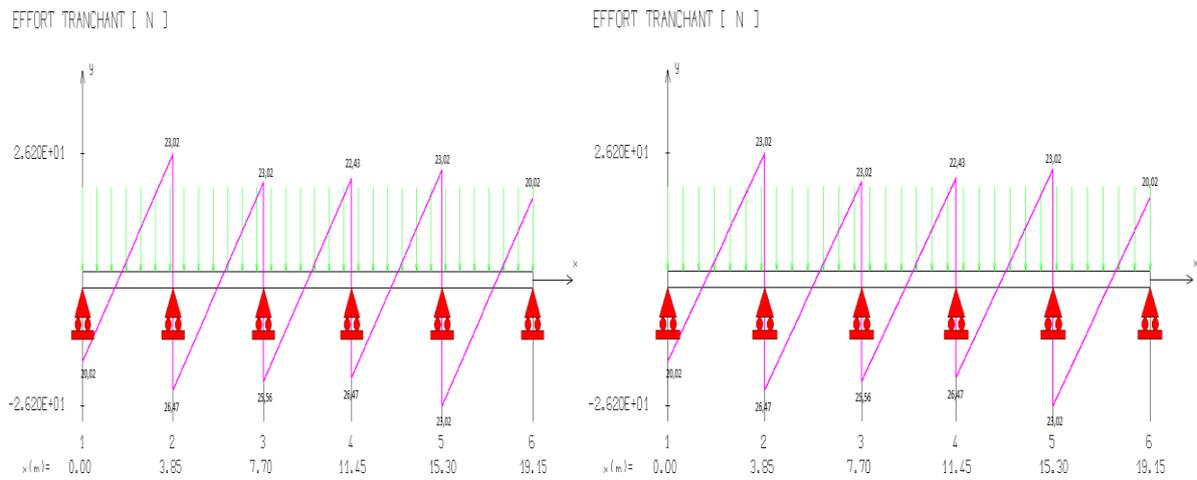


Figure.III.9.Diagramme des efforts tranchants à ELU et à ELS

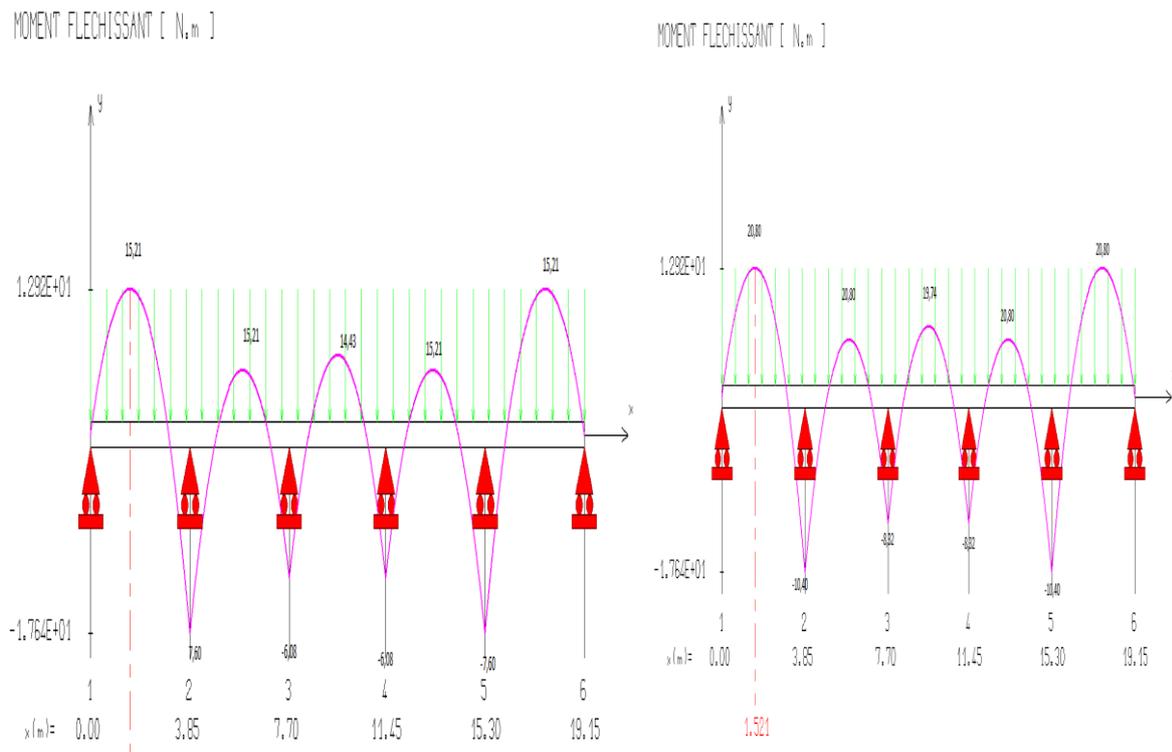


Figure.III.10.Diagramme des moments fléchissant à ELS et à ELU

III.4.3.calcul des armatures à L'E.L.U :

en travée :

$$M_{u \max} = 18,28 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser} \max} = 13,37 \text{ KN.m} \implies b \neq b_0 .$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants :

$$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu}$$

$$F_{bc} = 650 \times 40 \times 14,17 \times 10^{-3} = 368,42 \text{ KN}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$$

Avec :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 18 - \frac{4}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 368,42 \times 0,16 = 58,95 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u \implies$ l'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur ($b = 65 \text{ cm}$).

le ferrailage est calculé à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,28 \times 10^3}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^6} = 0,061$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,36$$

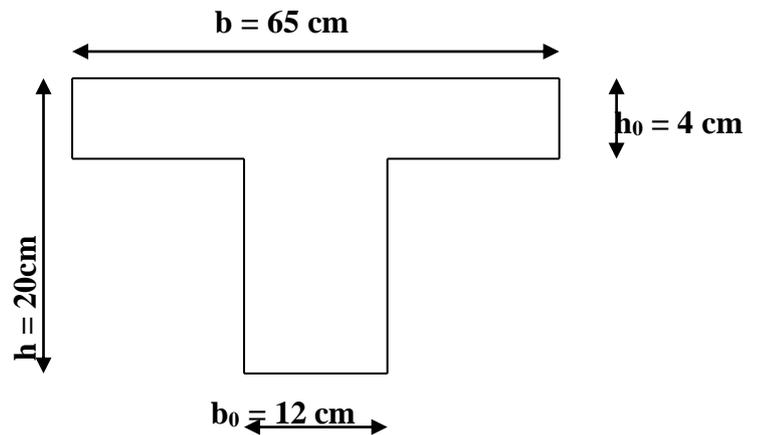
$$\mu_{lu} = 0,303 > \mu_{bu} = 0,061 \implies A' = 0$$

Méthode simplifiée :

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 18 (1 - 0,6 \times 0,061) = 17,34 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{18,28}{17,34 \times 0,34} = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$



en appui :

$$M_{u \max} = 10,40 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser} \max} = 7,60 \text{ KN.m} \text{ et } \implies b \neq b_0 .$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants :

$$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu}$$

$$F_{bc} = 650 \times 40 \times 14,17 \times 10^{-3} = 368,42 \text{ KN}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$$

Avec :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 18 - \frac{4}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 368,42 \times 0,16 = 58,95 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u \implies$ l'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur ($b = 65 \text{ cm}$).

le ferrailage est calculé à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,40 \times 10^3}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^6} = 0,034$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,36$$

$$\mu_{lu} = 0,303 > \mu_{bu} = 0,034 \implies A' = 0$$

Méthode simplifiée :

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 18 (1 - 0,6 \times 0,034) = 17,63 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{10,4}{17,63 \times 0,34} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

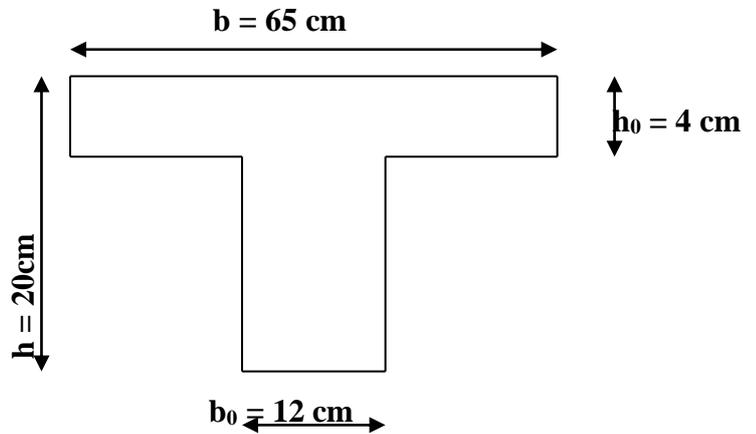


Tableau.III.6.Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.

	M_u (KN. m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée
Travée	18,28	0,061	0,303	0	17,34	3,1	1,41	3HA12
								3,39cm ²
Appui	10,40	0,034	0,303	0	17,63	1,73	0,26	2HA12
								2,262cm ²

➤ Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi \leq 0.57cm$$

On prend :

$$\phi = 6mm \text{ on adopte } \mathbf{2HA6} \text{ avec } A_t = 0,56cm^2$$

Espacement :

D'après RPA99/V2003 :

-dans la zone modale : $S_t = \min\left(\frac{h}{40}, 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min(5, 12) \Rightarrow S_t = 5cm$.

-En dehors de la zone modale : $S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 10cm$.

Vérification :

1) Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sur appui :

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Sur travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{u \lim}$$

Pour des fissurations peu préjudiciables, on a :

$$\tau_{u \lim} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{u \lim} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

On prend : $\tau_{u \lim} = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{26,47}{120 \times 180} \times 10^3 = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,23 \text{ MPa} < \tau_{ultim} = 3 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

➤ **Vérification de Contrainte d'adhérence : BAEL91 : (Art A.6.1.3)**

On doit vérifier l'équation suivante :

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\text{On a: } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

D'où :

$$\bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Et on a :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendus.

Donc :

$$\sum U_i = 3 \times 2 \times \pi \times R = 113,04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit.

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

➤ **Espacement :**

$$St \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

Donc on prend: $St = 15\text{cm}$.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28} ; \text{ avec } a = 0,9d.$$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76\text{KN.}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 23,02 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 25,56 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification à l'ELS:

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$.

➤ **La position de l'axe neutre:**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = \frac{15(A+A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA-d'A')}{7.5(A+A')^2}} - 1 \right]$$

➤ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = by^3 / 3 + 15[A(d-y)^2 + A'(y-d')^2] \text{ et } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tableau.III.7. Vérification de calcul des armatures à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	I (cm⁴)	Y (cm)	K (KN/cm³)	σ_{bc} (Mpa)	σ̄_{bc} (Mpa)	condition
travée	13,37	3,39	11239,46	4,58	1,19	5,45	15	Condition vérifié
appuis	7,6	3,39	11239,46	4,58	0,76	3,48	15	Condition vérifié

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/Art B.6.5,2) :**

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{\square}{L} = \frac{20}{385} = 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,05 < 0,18 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,015 < 0,010 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 3,85 \text{ m} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 13,37 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ pour : } L \leq 5.00 \text{ m}$$

$$L = 3,85 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[3,39 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 46587,73 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul du facteur (λ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,016 \times (2 + 3 \times 0,185)} = 2,57$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 0,4 \times 2,57 = 1,028$$

➤ **Calcul des moments :**

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5,34 \times 3,85^2}{8} = 9,89 \text{ KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{3,8 \times 3,85^2}{8} = 7,04 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 13,37 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$* \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 9,89}{11239,46} (18 - 4,58) \Rightarrow \sigma_{sg} = 177,13 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 7,04}{11239,46} (18 - 4,58) \Rightarrow \sigma_{sj} = 126,09 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13,37}{11239,46} (18 - 4,58) \Rightarrow \sigma_{sp} = 239,46 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des paramètres (μ) :

$$* \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 177,13 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,28$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 126,09 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 0,36$$

$$* \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 239,46 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,21$$

➤ Calcul de l'inertie fissurée :

$$* I_{fv}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + 0,4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 0,4 \times 2,57 \times 0,28} \Rightarrow I_{fv}^g = 39792,6 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,57 \times 0,28} \Rightarrow I_{fi}^g = 29801,41 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,57 \times 0,36} \Rightarrow I_{fi}^j = 26618,79 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,57 \times 0,21} \Rightarrow I_{fi}^p = 33283,43 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des flèches :

$$* f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{14,79 \times 385^2 \times 10^3}{10 \times 10818,86 \times 39792,6} \Rightarrow f_{gv} = 0,51 \text{ cm}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}^g} = \frac{14,79 \times 385^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 29801,79} \Rightarrow f_{gi} = 0,22 \text{ cm}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}^j} = \frac{10,44 \times 385^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 29801,79} \Rightarrow f_{ji} = 0,16 \text{ cm}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}^p} = \frac{14,18 \times 385^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 33283,43} \Rightarrow f_{pi} = 0,19 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Donc :

$$\Delta f_t = (0,51 - 0,16 + 0,19 - 0,22) = 0,32 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,32 \text{ cm} < \bar{f} = 0,77 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Conclusion :

Ferraillage adopté :

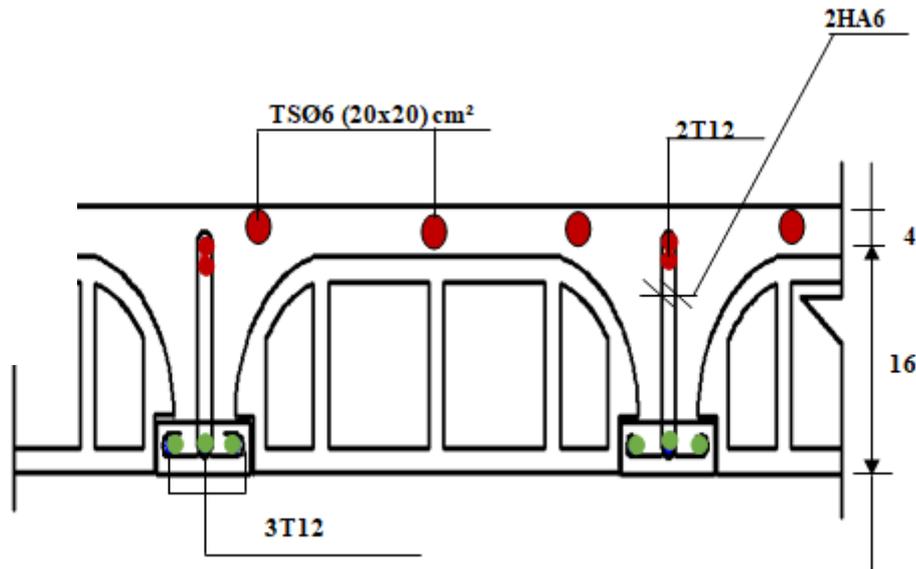


Figure.III.11.Schéma de ferraillage des poutrelles.

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

La dalle de compression sera armée par des treillis soudé continue, totalement ancrés dans les appuis de rive.

➤ **Les armatures perpendiculaires :**

Selon le CBA 93 (A.6.8.4.2.3) :

$$A^{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ **Les armatures parallèles:**

$$A^{\parallel} = \frac{A^{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte :

$$A^+ = 5\text{HA6} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

$$A^{\pm} = 5\text{HA6} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

On prend un treillis soudé de **HA6 (200 x 200) mm²**

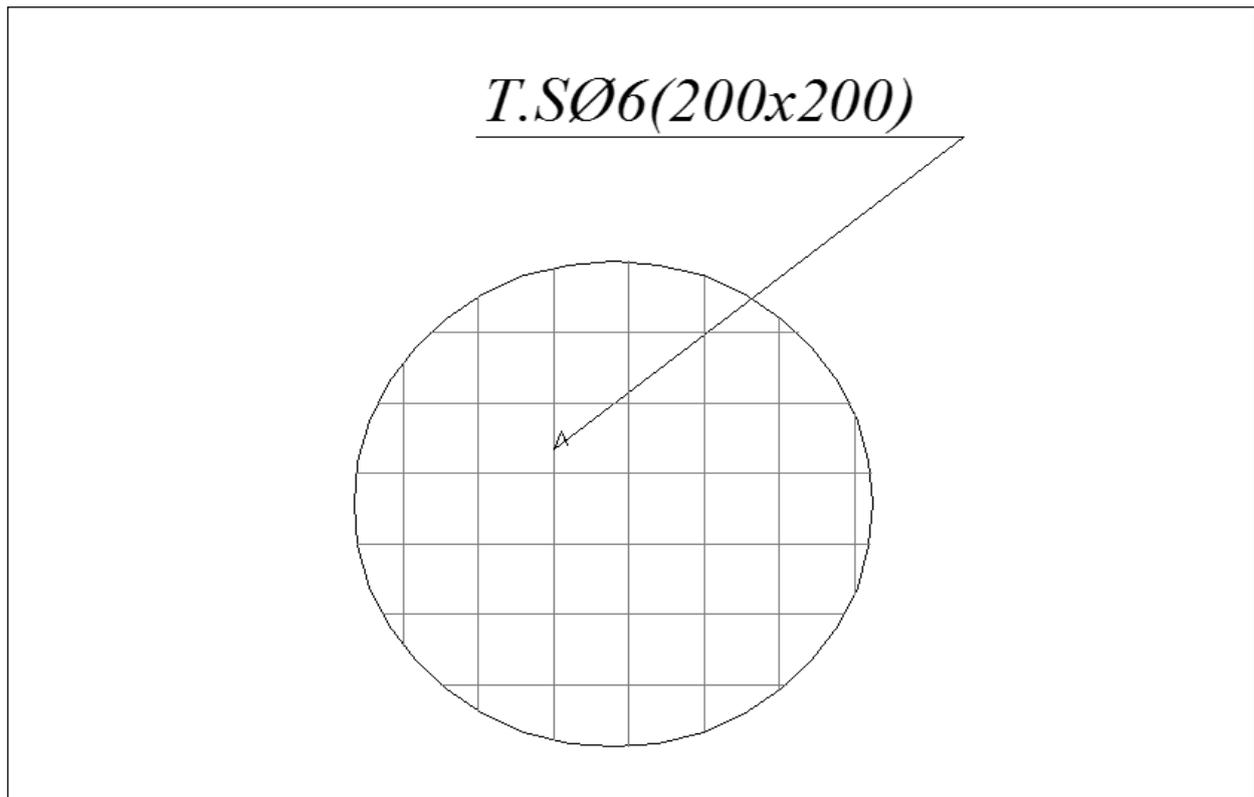


Figure.III.12.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5.Calcul des escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries.

La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

III.5.1.Calcul des sollicitations :

Pour étage courant : (e = 15 cm)

Les charges	paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	8,24	5,11
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2,5	2,5

a) Combinaisons des charges :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **Paillasse** : $P_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8,24) + (1,5 \times 2,5) = 14,87 \text{ KN/m}^2$.
- **Palier de repos** : $P_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 2,5) = 10,65 \text{ KN/m}^2$.

➤ à L'ELS :

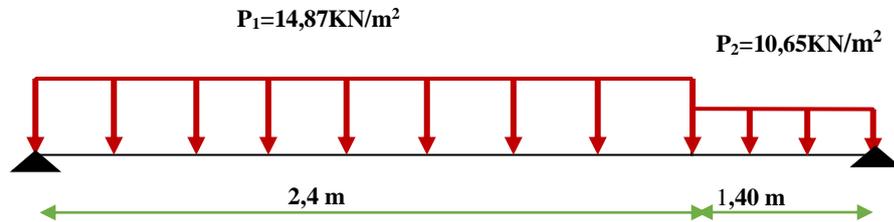
$$P_s = G + Q$$

- **Paillasse** : $P_s = G + Q = 8,24 + 2,5 = 10,74 \text{ KN/m}^2$.
- **Palier de repos** : $P_s = G + Q = 5,11 + 2,5 = 7,61 \text{ KN/m}^2$.

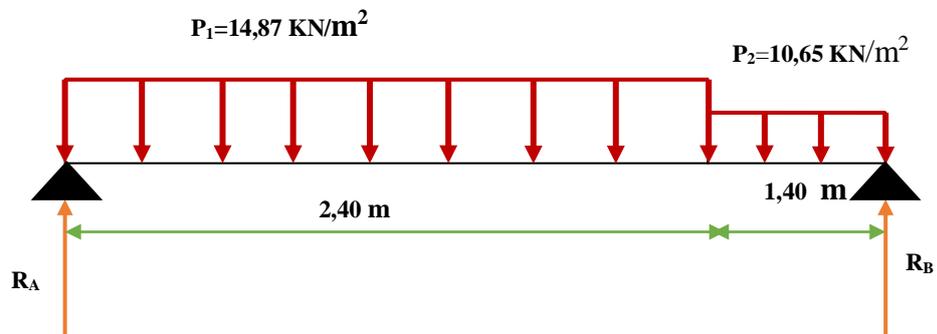
b) Calcul des sollicitations :

➤ à L'ELU :

• Schéma statique :



• Calcul des réactions :



$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 \times 2.4 + P_2 \times 1.2$$

$$\implies R_A + R_B = (14.87 \times 2.4) + (10.65 \times 1.4) = 50.60 \text{ KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 50.60 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \implies (R_B \times 3.8) - (P_1 \times 2.4^2 / 2) - (P_2 \times 1.4 \times 3) = 0 \implies R_B = 23.04 \text{ KN}$$

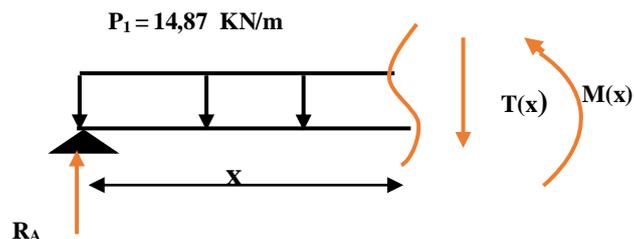
$$\sum M_{/B} = 0 \implies (R_A \times 3.8) - (P_2 \times 1.4^2 / 2) - (P_1 \times 2.4 \times 2.4) = 0 \implies R_A = 25.28 \text{ KN}$$

★ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$:

$$T(x) = -P_1(x) + R_A$$

$$T(x) = -14.87x + 25.28$$



$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 25,28 \text{ KN.} \\ T(2,4) = -10,40 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = -P_1(x^2)/2 + R_A(x)$$

$$M(x) = -7,44 x^2 + 25,28x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4) = 17,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \Rightarrow T(x) = -14,87x + 25,28 = 0$$

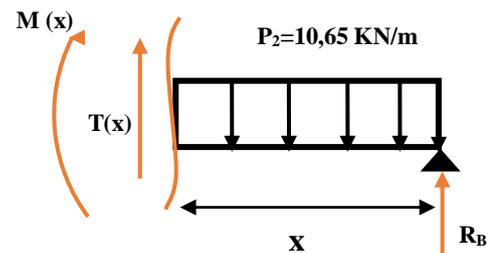
$$\Rightarrow x = 1,70 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = -7,44 (1,7)^2 + 25,28(1,7) = 21,48 \text{ KN.m}$$

❖ **Tronçon 2 : 0 m ≤ x ≤ 1,4m :**

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

$$T(x) = 10,65 x - 25,28$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -23,04 \text{ KN.} \\ T(1,4) = -10,40 \text{ KN.} \end{cases}$$



$$M(x) = -P_2(x^2)/2 + R_B(x)$$

$$M(x) = -5,33(x^2) + 23,04(x)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,4) = 21,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis ;Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments :

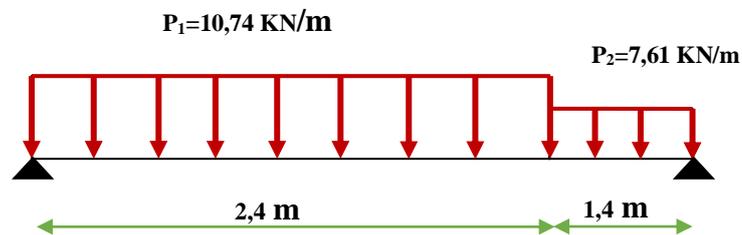
- $M_z^{max} = 21.48 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -0.3 \times 21.48 = - 6.44 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 21.48 = 18.25 \text{ KN.m}$

Tableau.III.8. récapitulatif des moments :

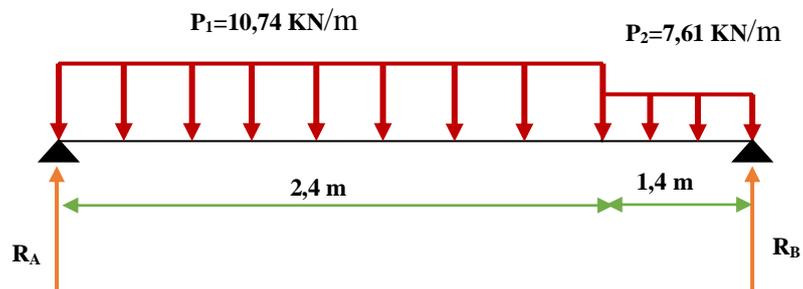
L'ETAT	$M_{appuis} \text{ (KN.m)}$	$M_{travée} \text{ (KN.m)}$
ELU	6,44	18,25

➤ à L' ELS :

- Schéma statique :



- Calcul des réactions :



$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 (2,4) + P_2 (1,4)$$

$$\implies R_A + R_B = 10,74 (2,4) + 7,61 (1,4)$$

$$\implies R_A + R_B = 36,43 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \implies R_B(3,8) - P_1 \frac{(2,4)^2}{2} - P_2(1,4)(3) \implies R_B=16,55 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \implies R_A(3,8) - P_2 \frac{(1,4)^2}{2} - P_1(2,4)(2,4) \implies R_A=18,24 \text{ KN}$$

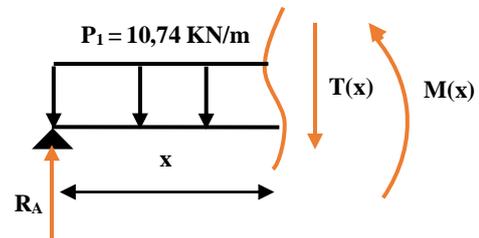
★ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4$:

$$T(X) = - P_1(x) - R_A$$

$$T(x) = - 10,74 x + 18,24$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 18,24 \text{ KN} \\ T(2,4) = - 7,53 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = -P_1\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A(x) \implies \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4) = 12,84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -5,37(x^2) + 18,24(x)$$

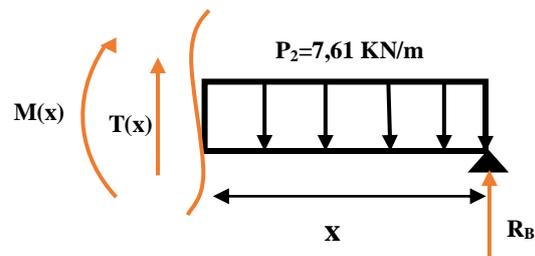
$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \implies T(X) = - 10,74(x) + 18,24 = 0 \implies X = 1,7 \text{ m}$$

$$M_{\max} = - 5,37(1,7)^2 + 18,24(1,7) \implies M_{\max} = 15,49 \text{ KN.m}$$

❖ Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,4$:

$$T(X) = P_2(x) - R_B$$

$$T(x) = 7,61 x - 18,24$$



$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -16,55 \text{ KN} \\ T(1,4) = -7,53 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$M(x) = - P_2 \left(\frac{x^2}{2} \right) + R_B(x)$$

$$M(x) = - 3,81 x^2 + 16,55 x \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,4) = 15,70 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Donc :

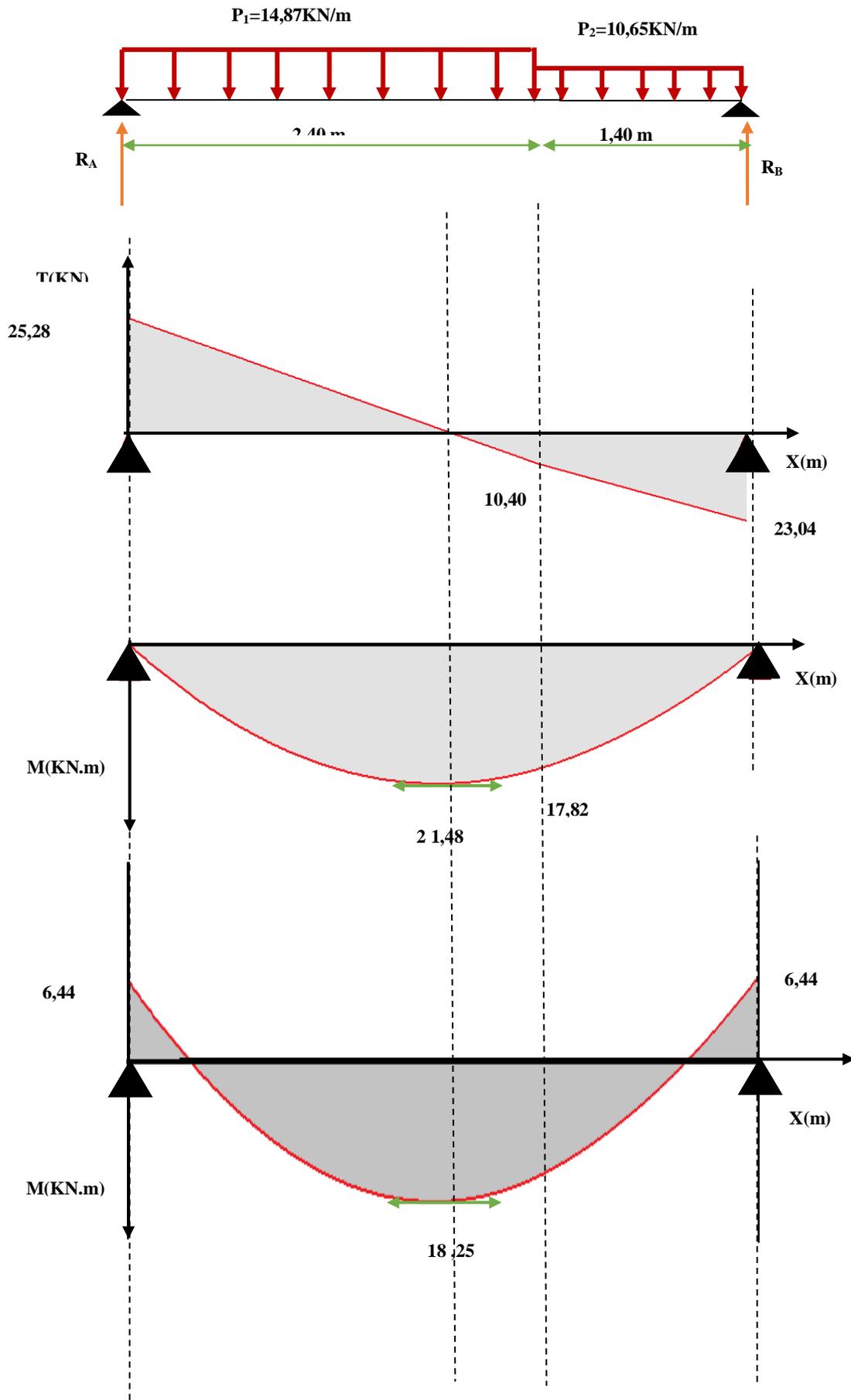
- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_Z^{\max}$
- En travées : $M_{st} = 0,85 M_Z^{\max}$

Tableau.III.9.récapitulatif des moments :

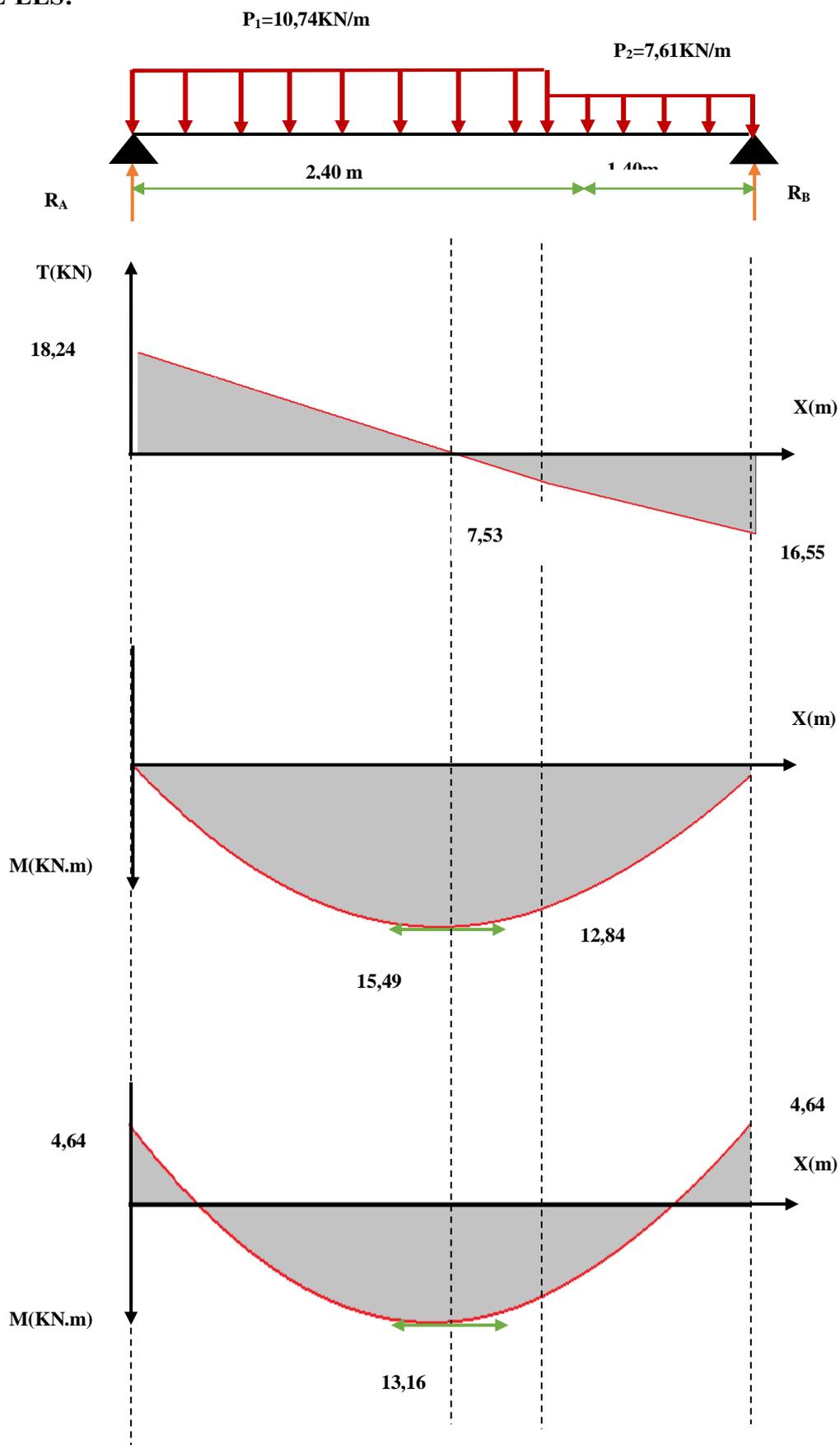
L'ETAT	M_{appuis} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
ELS	-4,64	13,16

III.5.2.Diagramme des moments et des efforts tranchants :

➤ à L'ELU :



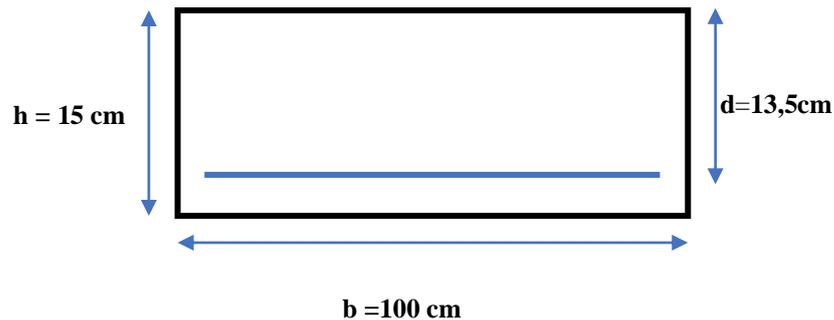
➤ à L'ELS:



III.5.3.Ferrailage :

a) Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



• **Calcul des armatures :**

➤ **Aux appuis :**

1) **Armature longitudinale :**

$h = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h = 13,5 \text{ cm}; \gamma_b = 1,5; \gamma_s = 1,15;$

$F_{E400}; F_{cd} = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; F_{bu} = 14,20 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MP}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,44 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,2} = 0,024 \implies \mu_{bu} = 0,024$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{6,44}{4,64} = 1,38 \implies \gamma = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times [(3440 \times 1,38) + (49 \times 25) - 3050] = 0,29 \implies \mu_{lu} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,024 < \mu_{lu} = 0,29 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0,024 < 0,275 \implies \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5 (1 - 0,6 \times 0,024) = 12,96 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{6,44 \times 10}{0,1296 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,42 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte: } \boxed{5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2}$$

Avec:

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \implies St = 20 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \implies \boxed{4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

Avec:

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \implies St = 25 \text{ cm}$$

➤ En travée :

1) Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18,25 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0,07 \implies \mu_{bu} = 0,07$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{18,25}{13,16} = 1,38 \implies \gamma = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \times 1,38) + 49 \times 25 - 3050 = 0,29 \implies \mu_{lu} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,07 < \mu_{lu} = 0,292 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée (S.S.A))}$$

$$\mu_{bu} = 0,07 < 0,275 \implies \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 (1 - (0,6 \times 0,07)) = 12,93 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b f_{ed}} = \frac{18,25 \cdot 10}{0,1293 \cdot 348} = 4,05 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte: } \boxed{5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2}$$

Avec:

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2. \implies S_L = 20 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \implies \boxed{4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

Avec:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \implies S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Verifications:

➤ aux appuis:

1) Condition de non fragilité:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{array} \right. \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (13,5) \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \implies A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ C.V} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ C.V} \end{array} \right.$$

2) Vérification des dispositions d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armature longitudinale :

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

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

- **Armature de répartition :**

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

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

3) Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

$$(T_u \text{ max} = 25,28 \text{ KN})$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \implies \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25,28 * 10^{-3}}{1 * 0,135} = 0,187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,187\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \psi_s : \text{Cœfficient de scellement. } (\psi_s=1,5 \text{ pour FeE400})$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres,

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{25,28}{0,9 \times 0,135 \times 5\pi \times 12} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{ij} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1,5(2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1,10 < 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

Condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :
(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- Influence sur le béton :(Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

On doit avoir que :

$$T_u^{\max} < \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a=0,9d = a= (0,9) \times (13,5) = 12,15 \text{ cm (longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\max} = 25,28 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_U = 0,4 * \frac{25}{1,5} * 1 * 12,15 * 10 = 810 \text{ KN}$$

$$T_U = 25,28 \text{ KN} \leq T_u = 810 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

- Influence sur les armatures longitudinales inferieurs:

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M \text{ appui}}{0,9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 25,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 6,44 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15 \cdot 10}{400} \left[25,28 + \frac{6,44}{0,9 \cdot 0,135} \right] = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

6) Contrainte de compressions dans le béton ELS: (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

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

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K.Y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad ; \quad A_s' = 0 \quad ; \quad A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	4,64	3,93	7,3228*10 ³	3,44	63,36	2,17	15	C.V

➤ *En travée :*

1) **Condition de non fragilité:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right. \implies A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0,23 (100) (13,5) \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \implies A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

2) **Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

• **Armature longitudinale :**

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

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

Avec :

h = l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)

• **Armature de répartition :**

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

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

3) **Contrainte de compressions dans le béton ELS:(La fissuration est peu nuisible)**

On doit vérifier que :

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

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0.9h = 13,5\text{cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
travée	13,16	5,65	9,7819x10 ³	4,01	134,53	5,39	15	C.V

- Tableau recapitulative des ferriages:

	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{repartition}(\text{cm}^2)$	Choix
appuis	1.58	3.93	1.45	5HA10	3.14	4HA10
travée	4.40	5.65	1.45	5HA12	3.14	4HA10

- Pour RDC : (e = 15 cm)

Les charges	paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	8,24	5,11
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2,5	2,5
Poids de la maçonnerie [KN/m]	3,84	

a) Combinaison de charges :

➤ à L'ELU :

- Paillasse : $P_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8,24) + (1,5 \times 2,5) = 14,87 \text{ KN/m}$.
- Palier de repos : $P_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 2,5) = 10,64 \text{ KN/m}$.
- Poids de maçonneries : $P = 1,35 \times 3,84 = 5,18 \text{ KN}$.

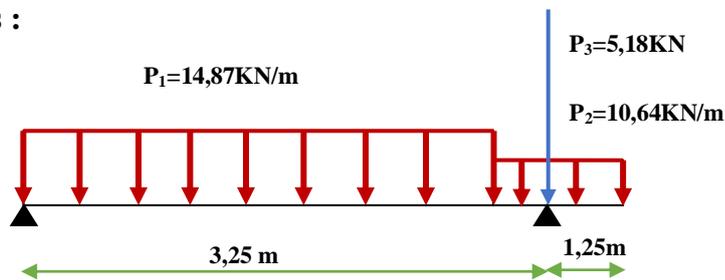
➤ à L'ELS :

- Paillasse : $P_s = G + Q = 8,24 + 2,5 = 10,74 \text{ KN/m}$.
- Palier de repos : $P_s = G + Q = 5,11 + 2,5 = 7,61 \text{ KN/m}$.
- Poids de maçonneries : $P = 1 \times 3,84 = 3,84 \text{ KN}$.

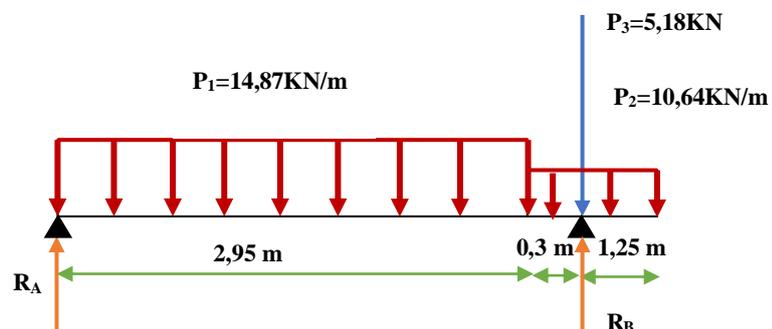
b) Calcul des sollicitations :

➤ à L'ELU :

• Schéma statique :



• Calcul des réactions :



$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = P_1 \times 2,95 + P_2 \times 1,55 + P_3$$

$$\Rightarrow \quad R_A + R_B = (14,87 \times 2,95) + (10,64 \times 1,55) + 5,18 = 65,53 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \quad R_A + R_B = 65,53 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad \Rightarrow \quad (R_B \times 3,25) - (P_1 \times 3,25^2 / 2) - (P_2 \times 1,55 \times 4) - P_3 (4,5) = 0$$

$$\mathbf{R_B = 51,63 \text{ KN}}$$

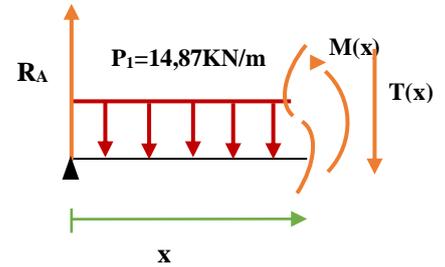
$$\sum M_{/B} = 0 \quad \Rightarrow \quad (R_A \times 3,25) - (P_1 \times 2,95 \times 1,48) - (P_2 \times 0,3^2 / 2) + P_2 (1,25^2 / 2) + P_3 (1,25) = 0$$

$$\mathbf{R_A = 24,67 \text{ KN}}$$

★ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,95 \text{ m}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = R_A - P_1 x \\ T(x) = 24,67 - 14,87 x \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 24,67 \text{ KN} \\ T(2,95) = -19,19 \text{ KN} \end{array} \right.$$



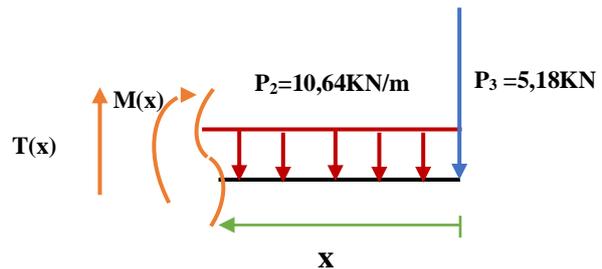
$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = -P_1(x^2)/2 + R_A(x) \\ M(x) = -7,44 x^2 + 24,67 x \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,95) = 8,03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \Rightarrow T(x) = -14,87x + 24,67 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,65 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = 20,45 \text{ KN.m}$$

❖ Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,25 \text{ m}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = P_2(x) + P_3 \\ T(x) = 10,64 x + 5,18 \end{array} \right.$$



$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 5,18 \text{ KN.} \\ T(1,25) = 18,48 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

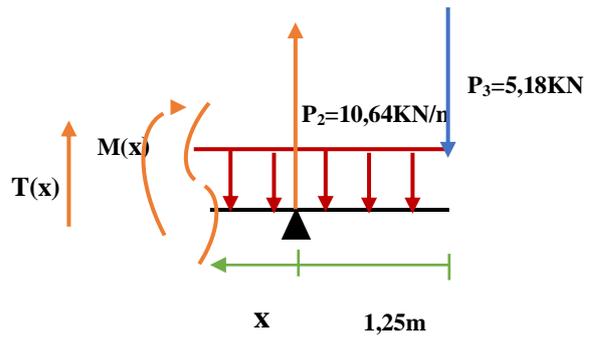
$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = -P_2(x^2)/2 - P_3(x) \\ M(x) = -5,32(x^2) - 5,18(x) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,25) = -14,78 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Tronçon 3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 0.3 \text{ m}$:**

$$T(x) = P_2(x+1,25) + P_3 - R_B$$

$$T(x) = 10,64 x + 13,3 + 5,18 - 51,63$$

$$\left. \begin{aligned} T(0) &= -33,15 \text{ KN.} \\ T(0,3) &= -16,66 \text{ KN.} \end{aligned} \right\}$$



$$M(x) = -P_2(x + 1,25)^2 / 2 + R_B(x) - P_3(x + 1,25).$$

$$M(x) = -5,32(x + 1,25)^2 + 51,63(x) - 5,18(x + 1,25)$$

$$\left. \begin{aligned} M(0) &= -14,78 \text{ KN.m.} \\ M(0,3) &= -5,32 \text{ KN.} \end{aligned} \right\}$$

Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

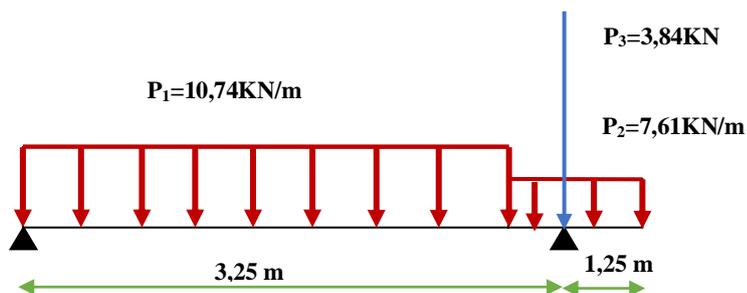
- $M_z^{\max} = 20,45 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -0,3 \times 20,45 = -6,13 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 20,45 = 17,38 \text{ KN.m}$

Tableau récapitulatif des moments :

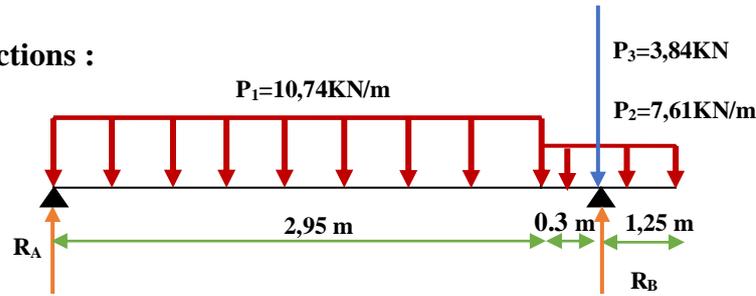
L'ETAT	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELU	-6,13	17,38

➤ **à L' ELS :**

• **Schéma statique :**



• Calcul des réactions :



$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 (2,95) + P_2 (1,55) + P_3$$

$$\implies R_A + R_B = 10,74 (2,95) + 7,61 (1,55) + 3,84$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 47,32 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B (3,25) - P_1 \frac{(2,95)^2}{2} - P_2 (1,55) (4) - P_3 (4,5) \implies \mathbf{R_B = 34,21 \text{ KN}}$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A (3,25) - P_1 (2,95) (1,48) - P_2 \frac{(0,3)^2}{2} + P_2 \frac{(1,25)^2}{2} + 3,84 (1,25)$$

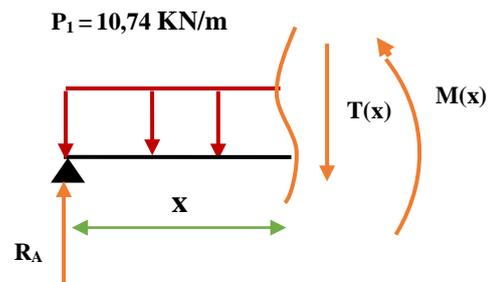
$$\implies \mathbf{R_A = 11,36 \text{ KN}}$$

• Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranc

❖ Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,95 \text{ m}$:

$$T(X) = R_A - P_1 (x)$$

$$T(x) = 11,36 - 10,74 x$$



$$\implies \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 11,36 \text{ KN} \\ T(2,95) = -20,32 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = -P_1 \left(\frac{x^2}{2} \right) + R_A (x) \\ M(x) = -5,37(x^2) + 11,36 (x) \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,95) = -13,22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \implies T(X) = -10,74(x) + 11,36 = 0 \implies X = 1,05$$

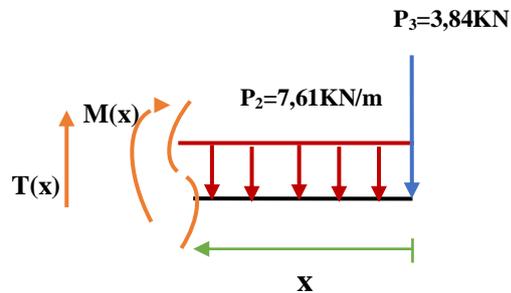
$$M_{\max} = -5,37(1,05)^2 + 11,36(1,05) \implies M_{\max} = 6,01 \text{ KN.m}$$

❖ **Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,25 \text{ m}$:**

$$T(x) = P_2(x) + P_3$$

$$T(x) = 7,61x + 3,84$$

$$\implies \begin{cases} T(0) = 3,84 \text{ KN} \\ T(1,25) = 13,35 \text{ KN/m} \end{cases}$$

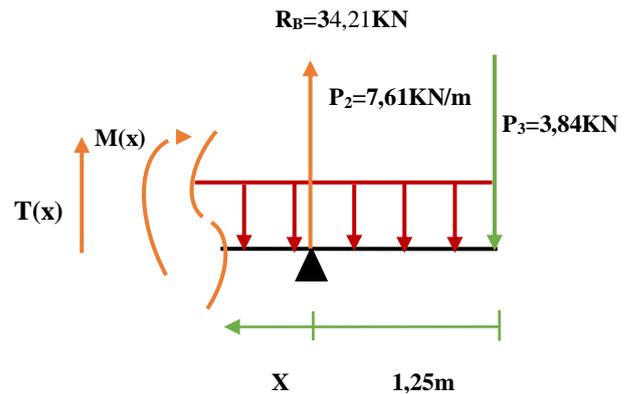


$$M(x) = -P_2 \left(\frac{x^2}{2} \right) - P_3(x) \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,25) = -10,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Tronçon 3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 0,3 \text{ m}$:**

$$\begin{cases} T(x) = P_2(x+1,25) - R_B + P_3 \\ T(x) = 7,61(x+1,25) - 34,21 + 3,84 \end{cases}$$

$$\implies \begin{cases} T(0) = -20,85 \text{ KN} \\ T(0,3) = -18,57 \text{ KN/m} \end{cases}$$



$$\begin{cases} M(x) = -P_2 \frac{(x+1,25)^2}{2} + R_B(x) - P_3(x+1,25) \\ M(x) = -3,80(x+1,25)^2 + 34,21x - 3,84(x+1,25) \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = -10,73 \text{ KN.m} \\ M(0,3) = -4,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_Z^{\max}$

$$\implies M_{\max} = 6,01 \text{ KN.m}$$

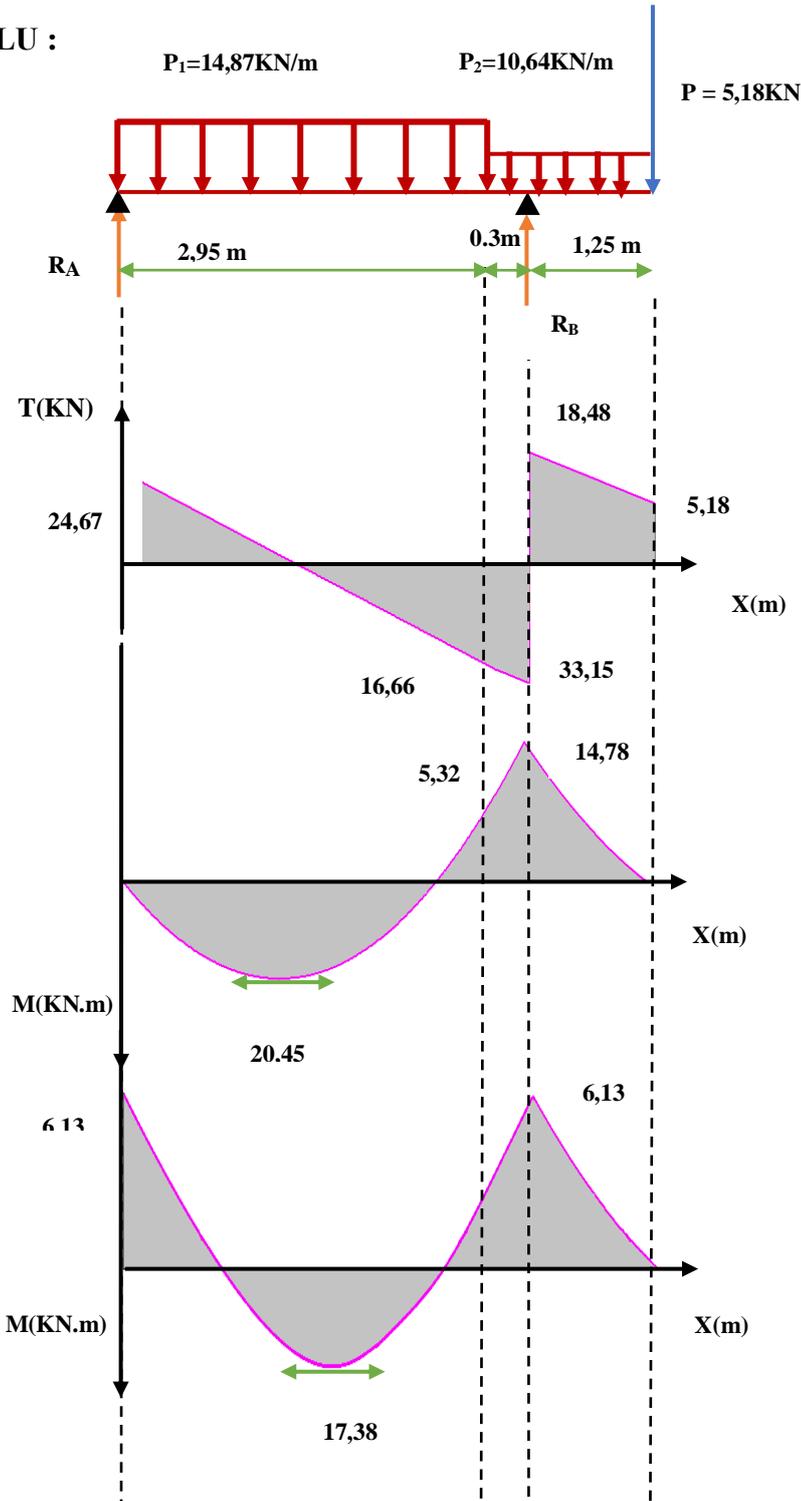
- En travées : $M_{st} = 0,85 M_Z^{\max}$

Tableau récapitulatif des moments :

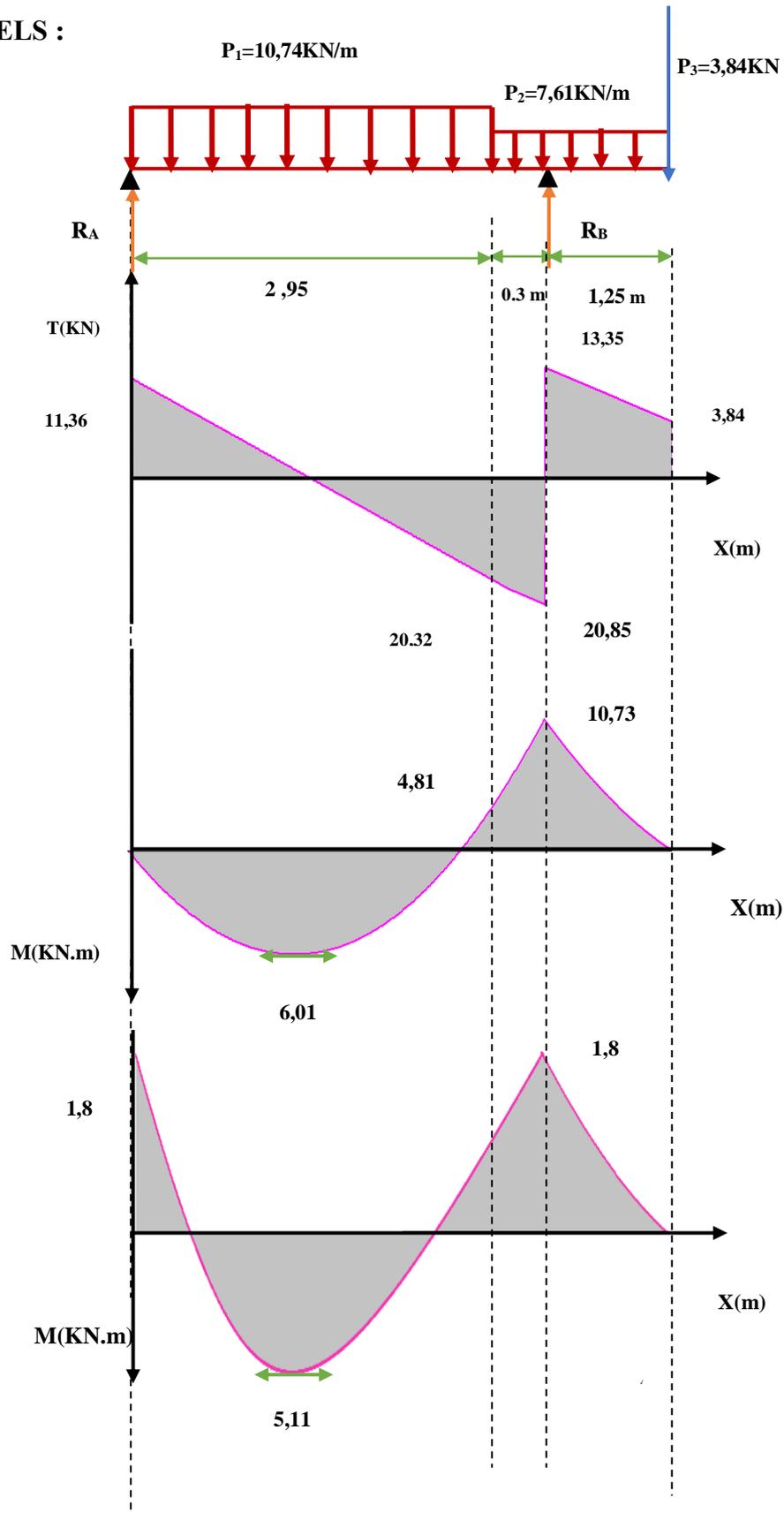
L'ETAT	M_{appuis} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
ELS	-1,8	5,11

III.5.4. Diagramme des moments et des efforts tranchants :

➤ à L'ELU :



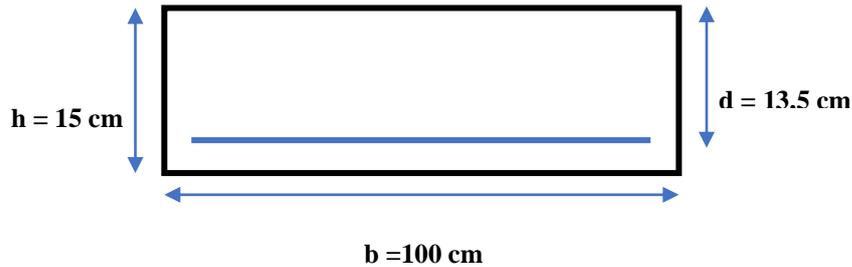
➤ à L'ELS :



III.5.5.Ferrailage :

a) Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



• **Calcul des armatures :**

➤ **Aux appuis (FPP) :**

1) Armature longitudinale :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$;

FeE400; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,13 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,2} = 0,023 \implies \mu_{bu} = 0,023$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{6,13}{1,8} = 3,40 \implies \gamma = 3,4$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4} \times [(3440 \times 3,4) + (49 \times 25) - 3050] = 0,98$$

$$\implies \mu_{lu} = 0,98$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_{lu} = 0,98 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < 0,275 \implies \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 (1 - (0,6 \times 0,023)) = 13,31 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{6,13 \times 10}{0,1331 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,32 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte: } \boxed{5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \implies St = 20 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\boxed{4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

Avec:

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \implies St = 25 \text{ cm}$$

➤ En travée :

1) Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,38 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0,023 \implies \mu_{bu} = 0,067$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{17,38}{5,11} = 3,40 \implies \gamma = 3,4$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4} ((3440 \times 3,4) + (49 \times 25) - 3050) = 0,98$$

$$\implies \mu_{lu} = 0,98$$

$$\mu_{bu} = 0,067 < \mu_{lu} = 0,98 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0,067 < 0,275 \implies \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 (1 - (0,6 \times 0,067)) = 12,95 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b f_{ed}} = \frac{17,38 \times 10}{0,1295 \times 348} = 3,85 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte: } \boxed{5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2}$$

Avec:

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2 \implies St = 20 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $\boxed{4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2}$

Avec:

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \implies St = 25 \text{ cm}$$

3) Vérifications:

➤ Aux appuis:

a) Condition de non fragilité:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{array} \right. \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (13,5) \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \implies A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ C.V} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ C.V} \end{array} \right.$$

b) Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs

Suivantes :

- **Armature longitudinale :**

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

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Armature de répartition :**

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

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$(T_u \text{ max} = 33,15 \text{ KN}).$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{33,15 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 10\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{33,15}{0,9 \times 0,135 \times 5 \pi \times 10} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1,74 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Conclusion :

Condition vérifiée donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- Influence sur le béton : (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

On doit avoir que :

$$T_u^{\max} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a = 0,9d = (0,9) \times (13,5) = 12,15 \text{ cm (a : longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\max} = 33,15 \text{ KN}$$

$$\overline{T_u} = 0,4 * \frac{25}{1,5} * 12,15 * 10 = 810 \text{ KN}$$

$$T_U = 33,15 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 810 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

- Influence sur les armatures longitudinales inferieurs:

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M \text{ appui}}{0,9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\text{max}} = 33,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 6,13 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15 * 10}{400} \left[33,15 + \frac{6,13}{0,9 * 0,135} \right] = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 2,4 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

- f) **Contrainte de compressions dans le béton ELS:**(La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

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

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$) :

$$A_s' = 0 ; \quad A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	1,80	3,93	7,322 10 ³	3,44	24,58	8,45	15	C.V

➤ Aux travées:

a) Condition de non fragilité:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{array} \right. \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (13,5) \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \implies A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

b) Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

• Armature longitudinale :

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

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

• Armature de répartition :

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

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

c) **Contrainte de compressions dans le béton ELS:**(La fissuration est peu nuisible).

On doit vérifier que :

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

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0.9h = 13,5 \text{ cm}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$A_s' = 0; \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	5,11	5,65	9,78x10 ³	4,01	52,24	2,09	15	C.V

Tableau recapitulative des ferraillages:

	A _s (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{repartition} (cm ²)	choix
Appuis	1,32	3,93	1,63	5HA10	3,14	4HA10
Travée	3,85	5,65	1,63	5HA12	3,14	4HA10

III.5.5.1. Schéma de ferraillage d l'escalier :

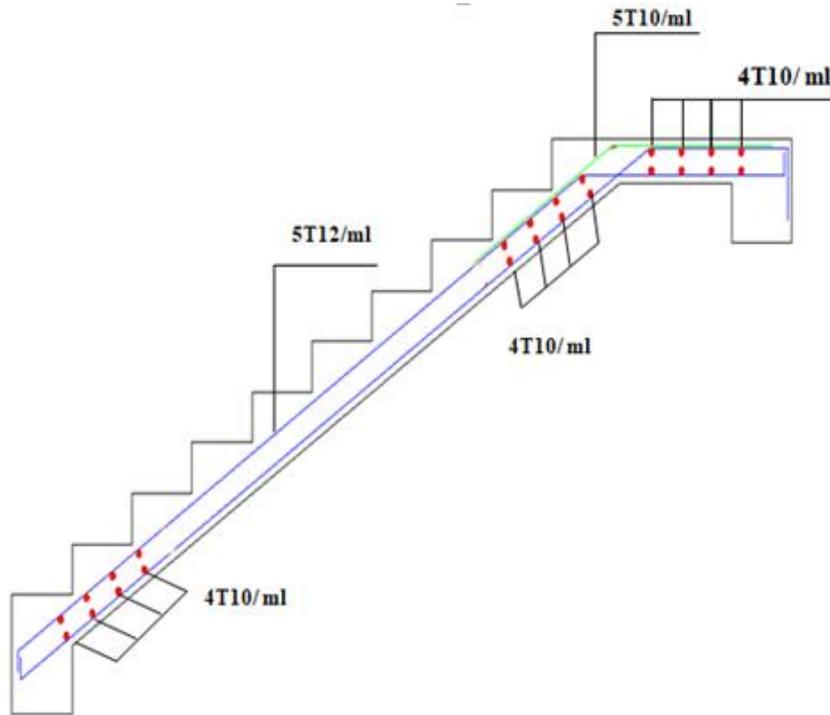


Figure.III.13.schéma de ferraillage Etage courant

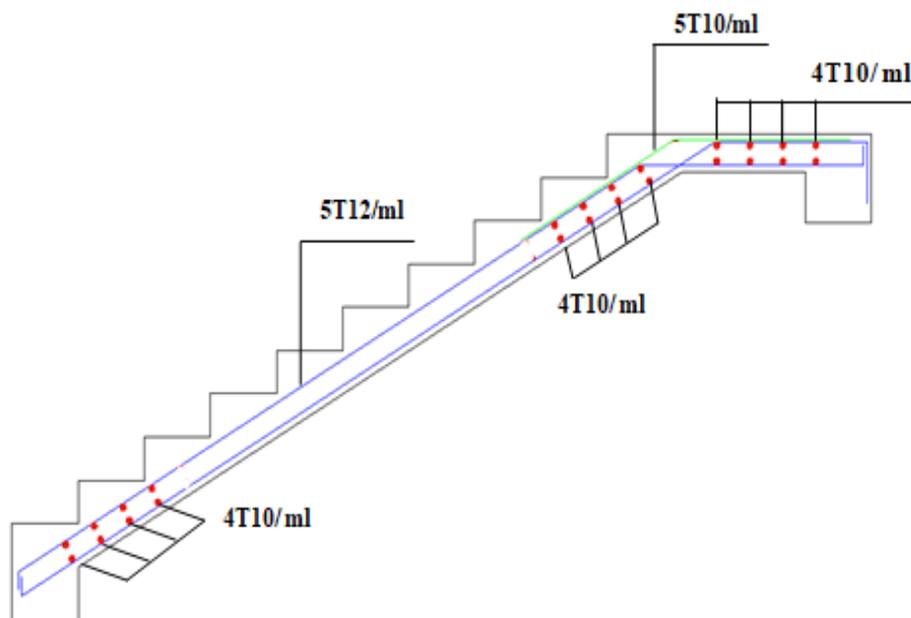


Figure.III.14.schéma de ferraillage Escalier RDC

NB :

La section des armatures aux appuis est inférieure à celle de la travée, pour facilité l'exécution du ferrailage sur chantier on adopte la même section en prolongeant les armatures de la travée ($5HA12 = 5,65\text{cm}^2$) jusqu'aux appuis.

III.5.6.Conclusion :

On adopte le même ferrailage pour les deux types d'escalier (escalier a deux volées et escalier à trois volées).

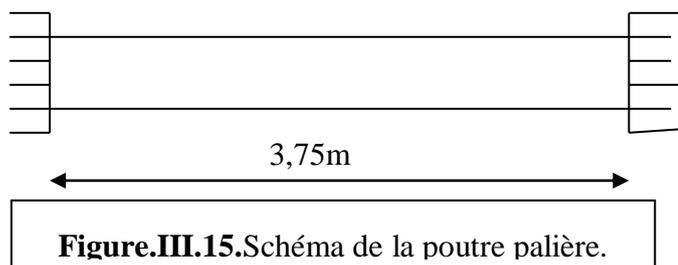
III.6.poutre palière:

III.6.1. Pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3,75m.



b) Pré dimensionnement :

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \implies 25 \leq h_t \leq 37,5$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

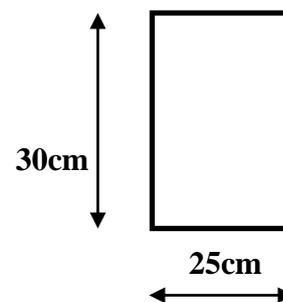


Figure.III.16.section de la poutre palière.

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \implies 9 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$b \geq 25\text{cm}$, $h \geq 30\text{cm}$ $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

Notre poutre a pour dimension ($b \times h$) = (25 × 30) cm²

c) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$

- poids du mur $G_M = 1,5 \times 2,52 = 3,78 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 23,04\text{KN}$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 16,55\text{KN}$

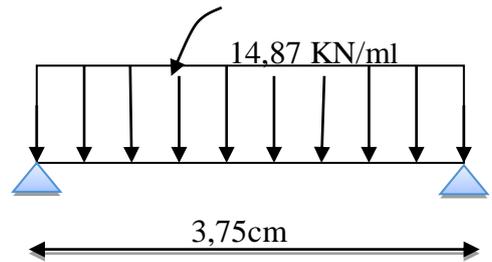


Figure.III.17.Schéma statique à l'ELU.

d) Calcul à l'ELU :

- **Calcul des efforts internes :**

$q_u = 1,35G + R_u$

$q_u = 1,35 \times (1,875 + 3,78) + 23,04 = 30,67 \text{ KN/ml}$

- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{30,67 * 3,75^2}{8} = 53,91 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{30,67 * 3,75}{2} = 57,50 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_{uap} = -0.3M_u = -16,17 \text{ KN.m}$

$M_{utr} = 0.85M_u = 45,82 \text{ KN.m}$

III.6.2.Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$M_{uap} = -16,17\text{KNm}$, $M_{ut} = 45,82\text{KN.m}$, $d = 27\text{m}$, $C = 2\text{cm}$, $b = 25\text{cm}$

$f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

➤ **Armatures principales :**

Tableau.III.10.Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.

	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z_b	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	St (cm)
appui	0,023	3,4	0,98	13,31	1,32	5HA10=3,93cm ²	25
travée	0,067	3,4	0,98	12,95	3,85	5HA12=5,65cm ²	25

e) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :** $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \text{condition est vérifiée.}$

b) **Aux appuis :** $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \text{condition est vérifiée.}$

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{57,50 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):**

a) **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 * d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(57,50 * 10^3 - \frac{53,91 * 10^6}{0,9 * 270} \right) = 0,016 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3,93 \text{ cm}^2 > 0,016 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4b * 0,9d * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 * 250 * 0,9 * 270 * \frac{25}{1,5} = 405 \text{ KN} > T_u = 57,50 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{57,50 * 10^3}{0,9 * 270 * 11,304 * 10} = 2,09 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 2,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

❖ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,6 ; 25 \} = 8,6 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Ecartement des barres :**

D'après le RPA2003 Art (7 .5.2.2), l'espacement est donné selon deux zones :

a) **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 * S * b \rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 * b} = \frac{5,65}{0,003 * 25} = 75,33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \}$$

On prend:

$$S_t = 7,5 \text{ cm}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Ancrage des barres (A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

f) **Calcul à l'ELS :**

1-Combinaison des charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1,875 + 3,78 + 18,48 = 24,14 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{24,14 \cdot 3,75^2}{8} = 42,43 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{24,14 \cdot 3,75}{2} = 45,26 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -12,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 20,52 \text{ KN.m}$$

2-Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{3,75} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{3,75} = 0,08 > \frac{20,52}{10 \cdot 20,45} = 0,079 \Rightarrow \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{27 \cdot 25} = 0,0083 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

-Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

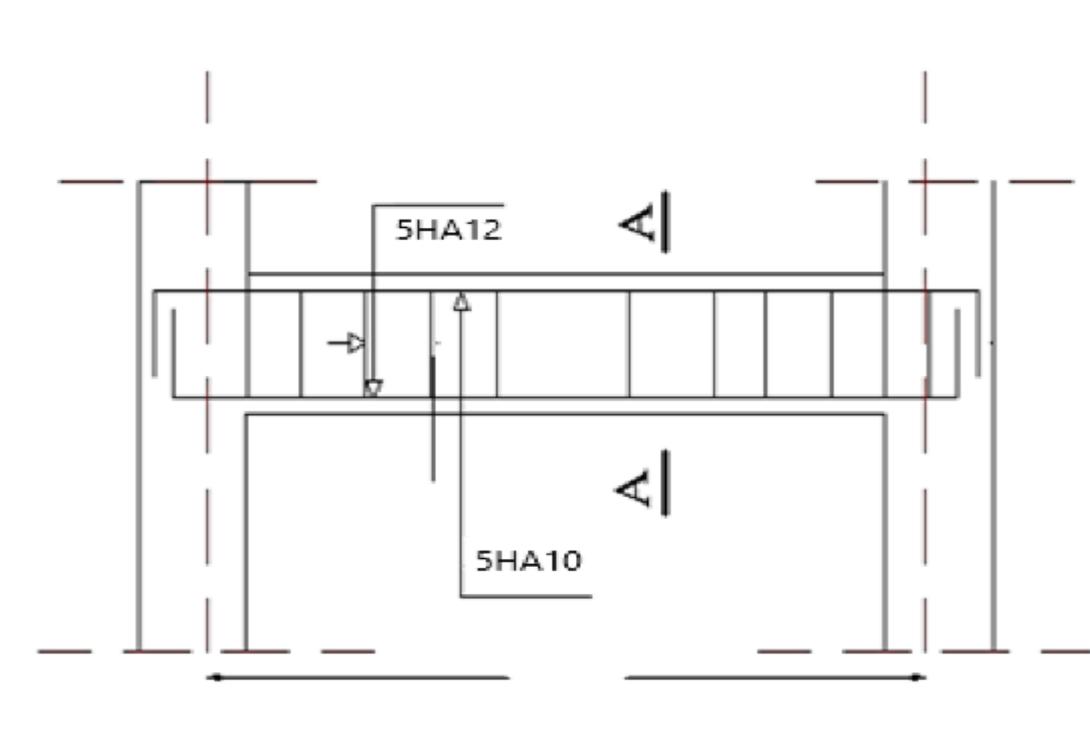


Figure.III.18.Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre 04 :

Etude dynamique et sismique de la structure

CHAPITRE VI : ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Etude dynamique :

IV.1.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI.etc.*). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.)

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV.1.3. Modélisation de la structure :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

IV.1.4. Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

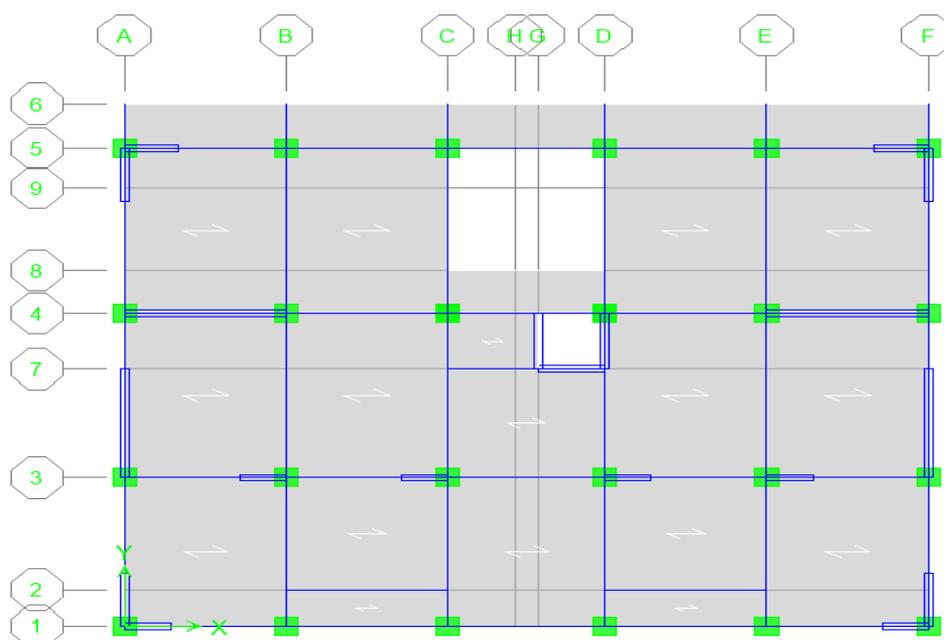


Figure. IV.1. Modélisation de la structure (Vue en Plans) .

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en 3D suivante :

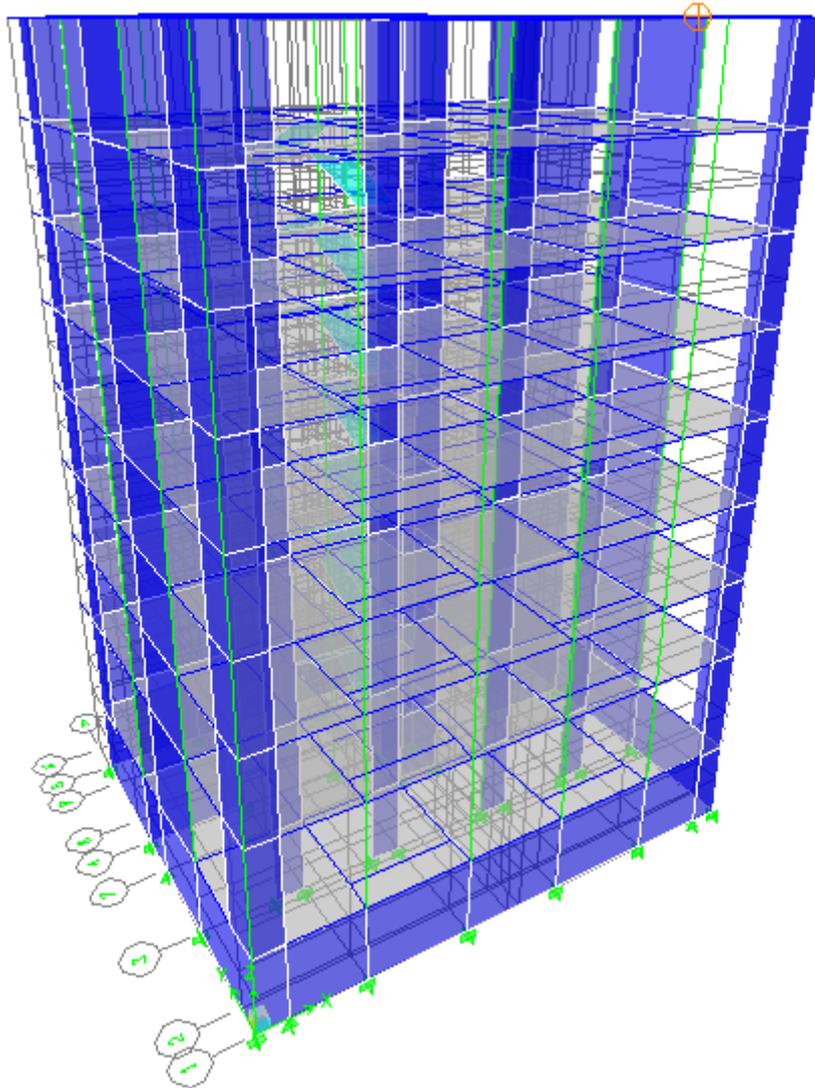


Figure IV.2.Modélisation de la structure (Vue en 3D).

IV .1.5. Caractéristiques géométriques de la structure :**IV .1.5.1. Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

IV.1.5.2. Centre de rigidité :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV .1.5.3. Excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

Sens XX : $e_{acd(x)} = 0,05L_x = 0,05 * 19,50 = 0,975m$

Sens YY : $e_{acd(y)} = 0,05L_y = 0,05 * 15,00 = 0,75m$

IV .1.6. Calcul de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

- h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 25,50 \text{ m}$$

- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$D'où : C_T = 0.05, \text{ donc : } T = 0,05 \times (25,50)^{3/4} = 0,56 \text{ sec}$$

IV .1.7. Nombre de modes à considérer :

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

IV.1.8.Caractéristique dynamique : Les caractéristiques dynamiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les caractéristiques dynamiques des modes 1-12

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0,677246	61,002	0,0383	0	61,002	0,0383
2	0,58842	0,0674	67,2362	0	61,0694	67,2746
3	0,501837	3,4939	0,1274	0	64,5632	67,4019
4	0,17029	5,6095	7,737	0	70,1727	75,1389
5	0,167217	8,123	5,7738	0	78,2957	80,9127
6	0,138571	2,3014	0,01	0	80,597	80,9227
7	0,078959	0,1115	5,1144	0	80,7085	86,0372
8	0,073995	4,2451	0,1538	0	84,9536	86,191
9	0,063457	1,1135	0,0041	0	86,067	86,1951
10	0,050653	0,0001	0,3391	0	86,0672	86,5342
11	0,046205	0,043	2,2566	0	86,1102	88,7908
12	0,043529	1,9878	0,061	0	88,098	88,8518

Tableau IV.2 : Les caractéristiques dynamiques des périodes 13-18

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
13	0,037576	0,3952	0,0051	0	88,4932	88,8569
14	0,031986	0,0129	1,679	0	88,5061	90,5359
15	0,030281	1,1825	0,0266	0	89,6887	90,5625
16	0,026852	0,0201	0,0007	0	89,7088	90,5632
17	0,026221	0,0661	0,303	0	89,7748	90,8662
18	0,026208	0,034	0,4341	0	90,0089	91,3002

Tableau IV.3 : Les coefficients de participation massique

SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0	0,055	92,12	3,316	0,055	92,12	3,316
0	98,2378	0,1051	0,095	98,2928	92,2251	3,411
0	0,1851	5,277	62,8799	98,4779	97,5021	66,2909
0	0,4185	0,5979	0,8752	98,8965	98,1	67,1661
0	0,3354	0,884	0,9372	99,2319	98,9839	68,1033
0	0,0006	0,2336	11,5633	99,2325	99,2176	79,6666
0	0,4324	0,0099	0,0436	99,6649	99,2274	79,7102
0	0,0121	0,3526	1,0061	99,677	99,58	80,7164
0	0,0003	0,0863	4,0833	99,6773	99,6664	84,7997
0	0,0116	0	0	99,6889	99,6664	84,7997
0	0,092	0,002	0,0239	99,7809	99,6684	84,8236
0	0,0023	0,0879	0,3999	99,7832	99,7563	85,2235
0	0,0002	0,016	2,0165	99,7834	99,7724	87,2399
0	0,0582	0,0005	0,0124	99,8416	99,7729	87,2523
0	0,0009	0,0438	0,1446	99,8425	99,8167	87,3969
0	0	0,0007	0,0061	99,8425	99,8174	87,403
0	0,0067	0,0021	0,6186	99,8492	99,8195	88,0216
0	0,0095	0,001	0,3666	99,8587	99,8205	88,3882

IV .1.9. Caractéristique massique :

Tableau IV.4 a : Les coefficients de participation massique

Story	Diaphragme	Mass X	Mass Y	XCM	YCM
STORY8	D10	287,9178	287,9178	9,603	7,392
STORY7	D9	257,4753	257,4753	9,571	7,198
STORY6	D8	256,3086	256,3086	9,572	7,345
STORY5	D7	259,6546	259,6546	9,572	7,341
STORY4	D6	263,6297	263,6297	9,572	7,337
STORY3	D5	272,893	272,893	9,572	7,208
STORY2	D4	277,3361	277,3361	9,573	7,207
STORY1	D3	289,8656	289,8656	9,577	7,171
SOUSOL	D2	272,9005	272,9005	9,568	7,018

Tableau IV.4 b : Les coefficients de participation massique

Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
287,9178	287,9178	9,603	7,392	9,711	9,236
257,4753	257,4753	9,571	7,198	9,722	9,239
256,3086	256,3086	9,572	7,345	9,733	9,221
259,6546	259,6546	9,572	7,341	9,742	9,189
263,6297	263,6297	9,572	7,337	9,758	9,075
272,893	272,893	9,572	7,208	9,751	9,143
277,3361	277,3361	9,573	7,207	9,761	8,968
289,8656	289,8656	9,577	7,171	9,745	8,752
272,9005	272,9005	9,568	7,018	9,639	7,578

Commentaire :

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0,67$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0,56$ sec)

- La période fondamentale $T_{dyn} = 0,67\text{sec}$
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1,3T_{RPA}$
 $T_{dyn}=0,67\text{sec} < 1,3 (0,56) =0,73 \text{ sec} \Rightarrow$ condition vérifiée.
- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon(x-x) avec une période égale à **0,67 S**.

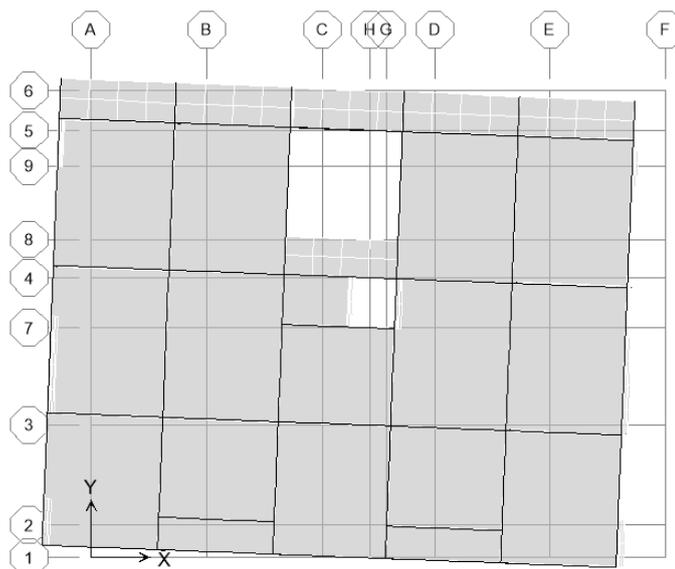


Figure IV.3 : 1^{ER} Mode translation avec T=0,67 S

- **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec une période égale à **0,58 S**

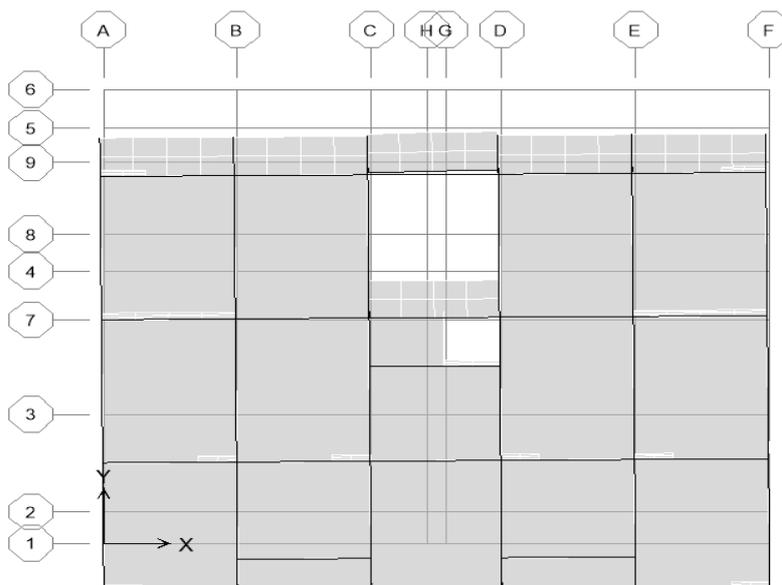


Figure IV.4 : 2^{EME} Mode translation avec T=0,58 S

- **Le troisième mode** : C'est un mode de rotation avec une période égale à **0,50 S**

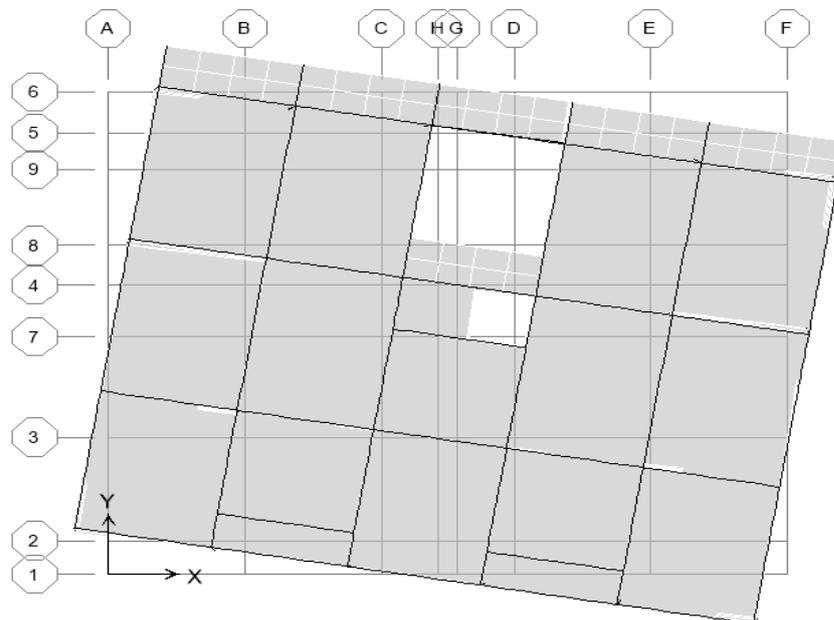


Figure IV.5 : 3^{EME} Mode rotation avec $T=0,58$ S

IV.2. Etude sismique de bâtiment :

IV.2.1. Généralité :

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

IV.2.2 Introduction :

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis au séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.2.3. Justification du système de contreventement :

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier se qui suit :

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

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

➤ **Sous charges horizontales :**

Niv	portiques		voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
	V _x (KN)	V _y (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	Sens (xx)	Sens (yy)	Sens (xx)	Sens (yy)
Base	321,13	89,96	1587,31	1652,7	16,82	5,16	4,71	94,83

➤ **Sous charges verticales :**

Niv	Charges (KN)		Pourcentages (%)	
	portiques	voiles	portiques	voiles
Base	108811,23	132117,77	45,16	54,83

➤ **Commentaire :**

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues au charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme selon le RPA 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=3.5**

IV.2.4. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cas de notre bâtiment étudié on a la régularité en plan et $H_T > 23m$ nous utiliserons **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.5. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.2.5.1. Principe :

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher 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.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.2.5.2. Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.
- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **2**.

Nous trouverons : **A = 0,15**

- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.882 > 0.7$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99,

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau **R=3,5**

- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **T₁= 0,15sec, T₂= 0,50sec**

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- * Conditions minimales sur les files de contreventement
- * La redondance en plan.
- * La régularité en plan et en élévation.
- * Contrôle de la qualité des matériaux.
- * Contrôle de la qualité de l'exécution.

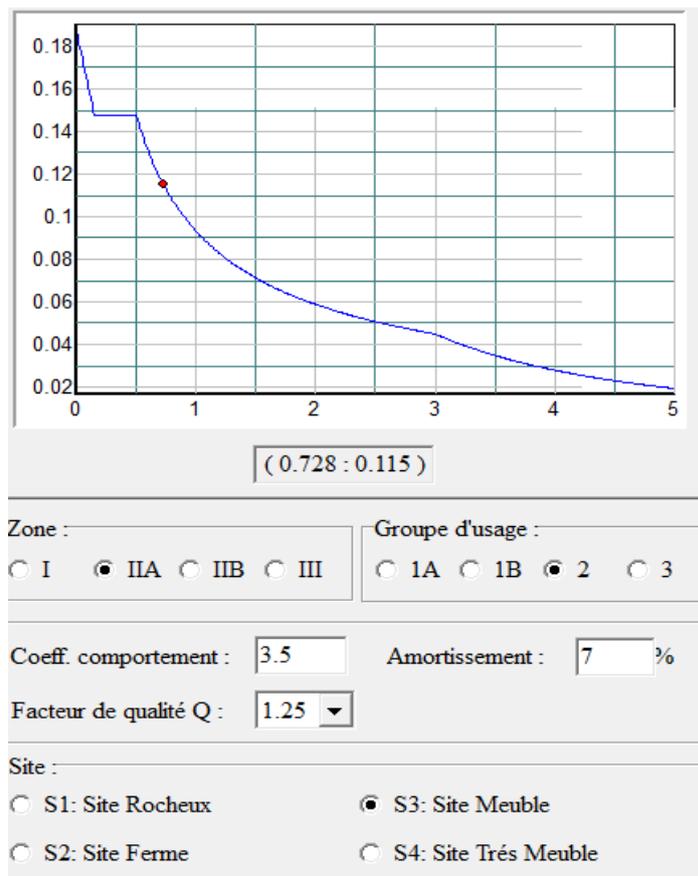
Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

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

À partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1,25**

IV.2.5.3. Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**



IV.2.5.4. Calcul de l'effort tranchant à la base :

D'après le (RPA99/V 2003) :
$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_i$$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_i : Poids total de la structure.

a) Sens transversal (X-X)

Tableau. IV.5: Calcul d'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,677246	61,002	23916,59	0,17052	248781,82
2	0,58842	0,0674	23916,59	0,17273	278,43
3	0,501837	3,4939	23916,59	0,18766	15681,27
4	0,17029	5,6095	23916,59	0,24581	32977,89
5	0,167217	8,123	23916,59	0,24581	47754,60
6	0,138571	2,3014	23916,59	0,24581	13529,78
7	0,078959	0,1115	23916,59	0,26794	714,51
8	0,073995	4,2451	23916,59	0,27086	27499,95
9	0,063457	1,1135	23916,59	0,27957	7445,26
10	0,050653	0,0001	23916,59	0,28652	0,685
11	0,046205	0,043	23916,59	0,28771	295,88
12	0,043529	1,9878	23916,59	0,29300	13929,62
13	0,037576	0,3952	23916,59	0,29473	2785,73
14	0,031986	0,0129	23916,59	0,134	41,34
15	0,030281	1,1825	23916,59	0,169	4790,46
16	0,026852	0,0201	23916,59	0,206	99,02
17	0,026221	0,0661	23916,59	0,305	482,17
18	0,026208	0,034	23916,59	0,447	363,48

b) Sens longitudinal (Y-Y)

Tableau. IV.6 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal

Mode	Période	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,677246	0,0383	23916,59	0,17052	156,19
2	0,58842	67,2362	23916,59	0,17273	277760,31
3	0,501837	0,1274	23916,59	0,18766	571,79
4	0,17029	7,737	23916,59	0,24581	45485,33
5	0,167217	5,7738	23916,59	0,24581	33943,80
6	0,138571	0,01	23916,59	0,24581	58,78
7	0,078959	5,1144	23916,59	0,26794	32774,15
8	0,073995	0,1538	23916,59	0,27086	996,32
9	0,063457	0,0041	23916,59	0,27957	27,41
10	0,050653	0,3391	23916,59	0,28652	2323,71
11	0,046205	2,2566	23916,59	0,28771	15527,75
12	0,043529	0,061	23916,59	0,29300	427,46
13	0,037576	0,0051	23916,59	0,29473	35,94
14	0,031986	1,679	23916,59	0,134	5380,89
15	0,030281	0,0266	23916,59	0,169	107,51
16	0,026852	0,0007	23916,59	0,206	3,44
17	0,026221	0,303	23916,59	0,305	2210,25
18	0,026208	0,4341	23916,59	0,447	4640,83

IV.2.5.5. Combinaisons des réponses modales: (Art 4.3.5 ; RPA 99)

1- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

2- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

3- Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.7: Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$
1	0,677246	0,868	0,588
2	0,58842	0,852	0,588
3	0,501837	0,339	0,588
4	0,17029	0,981	0,588
5	0,167217	0,828	0,588
6	0,138571	0,569	0,588
7	0,078959	0,937	0,588
8	0,073995	0,857	0,588
9	0,063457	0,798	0,588
10	0,050653	0,912	0,588
11	0,046205	0,942	0,588
12	0,043529	0,863	0,588
13	0,037576	0,851	0,588
14	0,031986	0,946	0,588
15	0,030281	0,886	0,588
16	0,026852	0,976	0,588
17	0,026221	0,999	0,588
18	0,026208		0,588

Commentaire :

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse

$$\text{totale est donne } E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Donc :

$$E_x = 18426,87 \text{ KN}$$

$$E_y = 18891,41 \text{ KN}$$

IV.2.6. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

❖ Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de **RPA99/version 2003**, la force sismique totale **V** qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facture d'amplification dynamique moyen

Q : facture de qualité ($Q=1+\sum_1^5 P_q$, tableau 4.4 pour la valeur de pénalités P_q), on aura $Q=1.25$

R : coefficient de comportement

W_T : poids total du bâtiment

1- Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment:

➤ zone **II** et groupe d'usage **2** \Rightarrow **A = 0.15**

2- Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule 4.6 **RPA 99/ v.2003**, on peut également utiliser aussi la formule 4.7 **RPA 99/ v.2003**

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) - sens longitudinale : $D_x = 25,50 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0,51 \text{ sec}$

b) - sens transversale : $D_y = 15,00 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0,56 \text{ sec}$

D'après **RPA99/v.2003**, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

$$T_x = \min (T, T_x) = 0,51 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T, T_y) = 0,56 \text{ sec}$$

On a: $T_1 = 0,15 \text{ sec}$

$T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$$0 < T_x < T_2 \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta$$

$$T_1 < T_y < 0,3s \quad \text{donc : } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D'où :

$$D_x = 2.5 \times 0.882 = 2.21$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 1,99$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 RPA99/v.2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas (le bâtiment à usage d'habitation) $\Rightarrow \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

La masse totale calculée par **ETABS** :

$$W_T = 23619,59,7 \text{ KN}$$

Conclusion :

En appliquant l'équation $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$, On trouvera :

Tableau IV.8 : Efforts séismiques par la méthode statique équivalente

Paramètres	A	Q	D _x	D _y	R	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	0,15	1,25	2,21	1,99	3,5	23916,59	2831,55	2549,67

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

D'après le **RPA99/version2003** (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente **V**.

Ceci nous donne :

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

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8 V _s < V _{dyn}
Sens longitudinal (x-x)	2831,55	2600,13	2265,24	vérifiée
Sens transversal (y-y)	2549,67	3039,24	2039,73	vérifiée

IV.2.8. Vérifications :

IV.2.8.1. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Le RPA99/v.2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - RPA99/v.2003}).$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/v.2003}).$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.10: vérification des déplacements inters-étages.

Niveau	$\delta_{eK} \text{ (m)}$		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		$h_k \text{ (m)}$	1% $h_k \text{ (m)}$
	δ_x	δ_y		$R \times \delta_x$	$R \times \delta_y$	$\Delta_x \text{ (m)}$	$\Delta_y \text{ (m)}$		
8	0,0167	0,0096	3,5	0,0584	0,0336	0,0066	0,0052	3,06	0,306
7	0,0148	0,0081	3,5	0,0518	0,0284	0,0074	0,005	3,06	0,306
6	0,0127	0,0067	3,5	0,0444	0,0234	0,0083	0,0052	3,06	0,306
5	0,0103	0,0052	3,5	0,0361	0,0182	0,0088	0,0049	3,06	0,306
4	0,0078	0,0038	3,5	0,0273	0,0133	0,0088	0,0046	3,06	0,306
3	0,0053	0,0025	3,5	0,0185	0,0087	0,0077	0,0038	3,06	0,306
2	0,0031	0,0014	3,5	0,0108	0,0049	0,0066	0,0031	3,06	0,306
1	0,0012	0,0005	3,5	0,0042	0,0018	0,0042	0,0018	4,08	0,408
S-S	0,0010	0,0004	3,5	0,0035	0,0014	0,0035	0,0035	3	0,300

Commentaire : Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\%h_k$.

IV.2.4.2. Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le **RPA99/2003** estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifiée: $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.9. RPA99/2003).

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par un facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K ".

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Tableau IV.11 : vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	$h_k(m)$	$p_k(KN)$	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$	θ_x	θ_y
8	3,06	2824,473	628,03	769,10	2,038	1,690	0,002	0,002
7	3,06	2525,836	1112,34	1321,92	1,785	1,508	0,001	0,0009
6	3,06	2514,387	1505,46	1778,44	1,500	1,309	0,0008	0,0006
5	3,06	2547,211	1870,90	2161,15	1,214	1,091	0,0005	0,0004
4	3,06	2677,080	2090,50	2476,67	0,927	0,860	0,0003	0,0003
3	3,06	2586,207	2306,11	2728,19	0,653	0,623	0,0002	0,0002
2	3,06	2720,667	2468,44	2909,89	0,401	0,396	0,0001	0,0001
1	4,08	2843,581	2577,41	3024,47	0,190	0,194	0,000005	0,000004
Sou-S	3,00	2677,153	2600,13	3039,24	0,013	0,016	0,000004	0,000003

Commentaire :

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

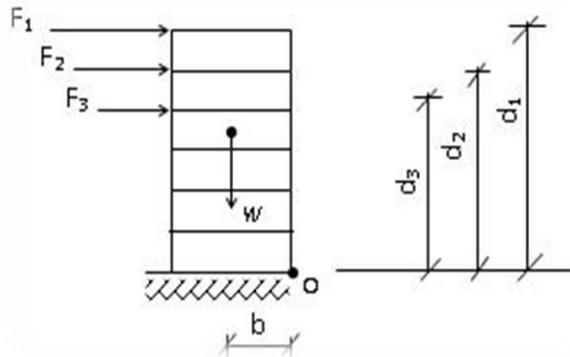
IV.2.4.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/v.2003 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Avec :

$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$



Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

❖ **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 (art 4. 2.5 RPA99V2003).

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas **0.25 V**.

La partie restante de \$V\$ soit \$(V-F_t)\$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule.

La force sismique équivalente qui se développe au niveau \$i\$ est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : force horizontale revenant au niveau \$i\$.

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

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

Dans notre cas :

$$T = 0,67 < 0,7s \quad F_t = 0$$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans les tableaux suivants :

$$V_x = 2600,13KN \quad V_y = 3039,24 KN$$

Tableau IV.12: Distribution de la résultante des forces sismiques.

Niv	W(KN)	hi(m)	$\sum W*hi$	Sens longitudinal			Sens transversal		
				$W*hi*V_x$	Fi (KN)	$F_{xi} \times hi$ (KN.m)	$W*hi*V_y$	Fi (KN)	$F_{yi} \times hi$ (KN.m)
1	2843,58	4,08	261339,95	30166204,8	115,42	470,91	35089315,4	134,26	547,78
2	2720,67	7,14	261339,95	50067693,9	191,58	1367,88	56526312,04	216,29	1544,31
3	2586,20	10,2	261339,95	65115571,1	249,16	2541,43	71967578,78	275,37	2808,77
4	2677,08	13,26	261339,95	74208737,9	283,95	3765,17	87917031,77	336,4	4460,66
5	2547,21	16,32	261339,95	77774187,1	297,59	4856,66	89840015,19	343,76	5610,16
6	2514,38	19,38	261339,95	73359085,2	280,70	5439,96	86661041,48	331,60	6426,40
7	2525,83	22,44	261339,95	63047014,3	241,24	5413,42	74925930,14	286,69	6433,32
8	2824,47	25,5	261339,95	45233223,3	173,08	4413,54	55393646,86	211,96	5404,98
					$\Sigma=28268,97$			$\Sigma=33236,38$	

❖ Calcul de centre de gravite de la structure :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times Y_G}{\sum M_i} = 13.02m \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times X_G}{\sum M_i} = 6.79 m$$

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_{Gx} \\ b_y = L_y - X_{Gy} \end{cases}$$

Avec :

b : les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux directions.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13: vérification d'équilibre d'ensemble.

	W_t (KN)	b(m)	M_s (KN.m)	M_r (KN)	M_s/M_r
Sens longitudinal	23961,59	8,21	53659,33	3616,076	14,83
Sens transversal	23961,59	12,48	62606,935	5996,946	10,43

Commentaire :

L'ouvrage est donc stable au renversement (**M_s > 1,5 M_r**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.2.8.2. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du **R.P.A 2003** exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B.f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.14: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Sections des poteaux Bc(cm ²)	$V = \frac{N}{Bc \times f_{c28}} < 0,3$	Vérification
7ème étage	35×35	0,094	Oui
6ème étage	40×40	0,131	Oui
5ème étage	40×40	0,191	Oui
4ème étage	45×45	0,195	Oui
3ème étage	45×45	0,242	Oui
2ème étage	50×50	0,231	Oui
1ème étage	50×50	0,269	Oui
RCD	55×55	0,256	Oui
Sous-sol	55×55	0,299	Oui

➤ **Conclusion :**

L'effort normal réduit est vérifié donc le dimensionnement des poteaux est acceptable.

Chapitre 05 :

Ferraillage des éléments principaux

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- **Poteaux :**

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

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres :**

Se sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ETABS).

Ferrailage des portiques :

V.1.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferrailage se fera en flexion composée et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

L'effort normal de calcul est un effort global due aux charges verticales, pour ferrailer les poteaux. On choisit les poteaux les plus sollicités et on adoptera le ferrailage trouvé pour les poteaux similaires.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

Tableau (V.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations.

Matériaux (MPa)		Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28}	25	25
	γ_b	1.5	1.15
	f_{bu}	14.17	21,74
acier	f_e	400	400
	γ_s	1.15	1
	σ_s	348	400

V.1.1. Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ **Selon BAEL 91** (situation durable)
 - E L U 1,35 G + 1,5 Q
 - E L S G + Q
- ✓ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)
 - G + Q ± E
 - 0,8G ± E

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ETABS** :

V.1.2 Efforts internes durable et accidentelle :

Tableau (V.2) : Les sollicitations obtenues par ETABS.

ZONE	combinaison	N^{max} compression(KN)	N^{max} traction(KN)	M_{max}
poteaux (55x55)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	1743.73	-846.35	1575.34
	M^{corr} (KN.m)	7.712	71.777	110.86
poteaux (50x50)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	1512.03	-741.39	1125.96
	M^{corr} (KN.m)	19.121	57.01	158.247

ZONE	combinaison	N ^{max} compression(KN)	N ^{max} traction(KN)	M _{max}
poteaux (45x45)	combinaison	ELU	08GEX MAX	GQEY MIN
	N(KN)	1089.79	-535.06	667.24
	M ^{corr} (KN.m)	5.348	52.726	134.842
poteaux (40x40)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	648.6	-322.41	116.82
	M ^{corr} (KN.m)	3.176	38.294	104.219
poteaux (35x35)	combinaison	ELU	08GEX MAX	GQEY MIN
	N(KN)	480.94	-280.04	64.36
	M ^{corr} (KN.m)	2.744	27.75	82.595

V.1.3.Calcul des armatures longitudinales :

Pour le calcul d’une section soumise à la flexion composée, 3 cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).

a) Ferraillage minimum d’après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45 \times d}{e_0 - 0.185 \times d}$$

b) Recommandations du RPA 99/version2003 : (Article 7-4-2-1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- ✓ Ferraillage maximum sera de :

-4% en zone courante.

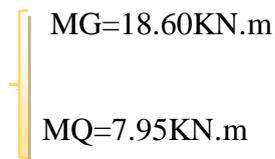
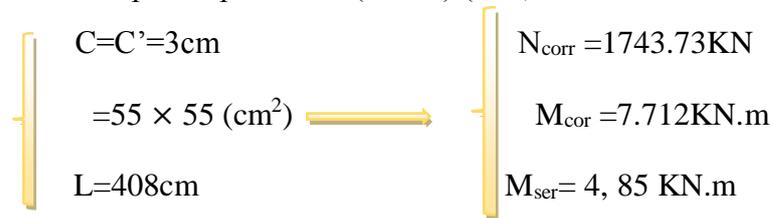
-6% en zone de recouvrement.

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40 φ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 30 cm en zone IIa (RPA99/version2003).

❖ Exemple de calcul :

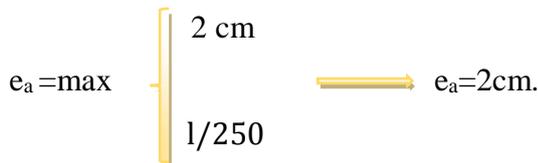
➤ Section partiellement tendue : $N_u > 0$

On prend comme titre d'exemple un poteau de (55×55) (cm²) :



e_a : excentricité additionnelle

$$e_1 = e_0 + e_a$$



e_1 : excentricité due aux effets du premier ordre.

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{cor}}} + e_a = \frac{7.712}{1743.73} + 0.02 = 0.024 \text{ m}$$

Si $\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} (15, \frac{20 \times e_1}{h} = 0.87)$ ➡ pas de risque de flambement.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

h : La hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 l_0}{h} = 5.19 \leq \text{Max} (15, \frac{20 \times e_1}{h}) \dots \dots \dots \text{C . Vérifiée}$$

Donc le calcul se fait en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, d'aux charges permanentes t quasi-permanentes, au moment du premier ordre, ces moment étant pris avant application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) \text{ Ou } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{18.60}{18.60 + 7.95} = 0.7$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.42^2}{10000 \times 0.6} (2 + 0.68 \times 2) = 0.015$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.024 + 0.015 = 0.039$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront :

$$M_u = N_u \times e = 1743.73 \times 0.039 = 68.23 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 1743.73 \text{ KN} \\ M_{ucor} = 68.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{ua} = M_{ucor} + N_u \times (d-h/2) = 68.23 + 1743.73 \times (0.495 - 0.55/2) = 451.85 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations corrigées à L'ELS:

$$N_{ser} = 1268.92 \text{ KN}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4.85}{1268.92} = 0.004 \text{ m}$$

$$e_a = e_{0ser} + (d-h/2) = 0.224 \text{ m}$$

$$M_{sera} = N_{ser} \times e_a = 284.24 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_{ua} / b_0 d^2 f_{bu} = 451.85 \times 10^3 / 55 \times (54)^2 \times 14.17 \times 10^2$$

$$\mu_{bu} = 0.24$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \left[1 - 0.4 \times \frac{h}{d} \right] \frac{h}{d}$$

$$\mu_{bu} = 0.49 \implies \mu_{bu} < \mu_{bc} \dots \dots \dots \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = \gamma = 7.712 / 4.85 = 0.29$$

$$10^4 \mu_{lu} (\theta=1) = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 \dots\dots\dots FeE400.$$

$$\mu_{lu} = 0.36$$

$$\mu_{bu} = 0.28 < \mu_{Lu} = 0.36 \dots\dots\dots \text{Armatures simples.}$$

$$A' = 0. \quad \text{Donc:}$$

$$\mu_{bu} = 0.28 < 0.36 \text{ (méthode simplifiée) .}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 42.37 \text{ cm}$$

$$A = M_u / Z_b \cdot \sigma_{st} \qquad \text{avec} \quad \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$A = 634.01 \times 10^6 / 449.3 \times 347.83 \times 10^2 = 30.64 \text{ cm}^2$$

✓ **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0 ;$$

$$A' = A'_{fs} - \left(\frac{Nu}{f_{ed}} \right) = 30.64 - \left(\frac{1743.73 \times 10}{348} \right) = -19.47 \text{ cm}^2 < 0$$

✓ Section minimale selon RPA :

$$A_{min,RPA} = 0.8\%B = 24.2 \text{ cm}$$

✓ Section maximal selon RPA :

$$A_{max,RPA} = 3\%B = 90.75 \text{ cm}^2 \text{ En zone courante}$$

$$A_{max,RPA} = 6\%B = 181.55 \text{ cm}^2 \text{ En zone de recouvrement}$$

On a calculé les sections par le logicielle SOCOTEC.

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (V.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS.

Poteau	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RP} (cm ²)
55x55	N _{max} =1743.73	M _{cor} = 7.712	0	1.89	24.2
	N _{min} =-846.35	M _{cor} = 71.777	16.78		
	N _{cor} =1575.34	M _{max} =110.86	0		
50x50	N _{max} =1512.03	M _{cor} =19.121	0	1.86	20
	N _{min} =-741.39	M _{cor} = 57.01	14.05		
	N _{cor} =1125.96	M _{max} =158.247	0		
45x45	N _{max} =1089.79	M _{cor} = 5.348	0	1.8	16.2
	N _{min} = -535.06	M _{cor} = 52.726	11.43		
	N _{cor} = 667.24	M _{max} = 134.842	0		
40x40	N _{max} =648.6	M _{cor} = 3.176	0	1.71	12.8
	N _{min} = -322.41	M _{cor} = 38.294	7.81		
	N _{cor} = 116.82	M _{max} = 104.219	0		
35x35	N _{max} =480.94	M _{cor} = 2.744	0	1.68	8.82
	N _{min} = -280.04	M _{cor} = 27.75	5.61		
	N _{cor} = 64.36	M _{max} = 82.595	0		

Tableau (V.4) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux.

Poteau	$A_{s,cal}$	Choix d'armature	$A_{s,adop}$	A_{CNF}	$A_{min,RPA}$	Observation
55x55	16.78	4HA20+8HA16	28.64	1.89	24.2	$A_{s,ado} > A_{min}$
50x50	14.05	12HA16	24.12	1.86	20	$A_{s,ado} > A_{min}$
45x45	11.43	4HA16+8HA14	20.36	1.80	16.2	$A_{s,ado} > A_{min}$
40x40	7.81	12HA12	13.56	1.71	12.8	$A_{s,ado} > A_{min}$
35x35	5.61	10HA12	11.31	1.68	8.82	$A_{s,ado} > A_{min}$

Vérification de pourcentage maximal d'armature :

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (V.5) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux.

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$	$A_{max,ZC}$	Obs.	$A_{s,adop,ZR}$	$A_{max,ZR}$	Obs.
55x55	28.64	99.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	28.64	181.5	$A_{s,ado} < A_{max}$
50x50	24.12	75.00	$A_{s,ado} < A_{max}$	24.12	150	$A_{s,ado} < A_{max}$
45x45	20.36	60.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	20.36	121.5	$A_{s,ado} < A_{max}$
40x40	13.56	60.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	13.56	96.00	$A_{s,ado} < A_{max}$
35x35	11.31	57.60	$A_{s,ado} < A_{max}$	11.31	87.32	$A_{s,ado} < A_{max}$

✓ **Vérification des poteaux à l'ELU :**

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa (Situation accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tableau (V.6) Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence		
	V _u (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS	τ _{su} (MPa)	τ̄ _{su} (MPa)	OBS
55x55	51.55	0.19	3.33	τ _u < τ̄ _u	1.83	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
50x50	136.47	0.61	3.33	τ _u < τ̄ _u	2.06	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
45x45	122.29	0.67	3.33	τ _u < τ̄ _u	2.05	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
40x40	84.46	0.59	3.33	τ _u < τ̄ _u	1.59	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
35x35	65.32	0.31	3.33	τ _u < τ̄ _u	1.51	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}

V.1.4. Armatures transversales :

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- ✓ Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- ✓ Empêcher le déplacement transversal du béton.

Selon RPA (**l'article 7.4.2.2**) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

t : est l'espacement des armatures transversales

$$5 \geq \lambda \rho_a = 2,5 \text{ Si l'élançement géométrique}$$

$$5 \leq \lambda \rho_a = 3,75 \text{ Si l'élançement géométrique}$$

1) Espacement des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone I et II
- ✓ Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$ en zone I et II

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **10cm** en zone nodale et **10cm** en zone courante.

2) la quantité d'armatures minimale :

❖ **Exemple de calcul :**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$ minimum.

Pour le SS+RDC :

$$l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 4,08}{55} = 5,1 \implies \lambda_g = 5,1 \text{ Donc } \rho_a = 2,5$$

• **Zone courante:**

$$A_t = 0,1 \frac{2,5 \times 51,55 \times 10}{0,55 \times 400} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Soit : 3.02 cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t. b$ en % est donnée comme suit :

On a $\lambda_g = 5,1 > 5 \implies$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003 l'article 7.4.2.2)

$$\frac{3,02}{55 \times 10} = 0,55\% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Zone nodale:**

$$A_t = 0.1 \frac{2.5 \times 51.55 \times 10}{0.55 \times 400} = 0.59 \text{cm}^2$$

Soit $A_t = 0.79 \text{cm}^2$

Soit : 3.02cm^2 , 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit : On a

$\lambda_g = 5.1 > 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003).

$$\frac{3.02}{55 \times 10} = 0.55\% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Tableau (V.7) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux.

Poteau	V_u (kN)	λ	ρ_a	A_{tc} (cm ²)	A_t (cm ²)	Choix
55x55	51.55	5.1	2.5	0.59	3.02	4φ8
50x50	136.47	4.7	3.75	1.7	3.02	4φ8
45x45	122.29	4.7	3.75	1.69	3.02	4φ8
40x40	84.46	5.3	2.5	1.32	3.02	4φ8
35x35	65.32	6.1	2.5	1.16	3.02	4φ8

3) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

- Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Avec : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{ser,max}; M_{ser,corr}$) et ($M_{ser,max}; N_{corr}$), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ($N_{ser,max}; M_{ser,corr}$), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau (V.8) : Vérification des contraintes

	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
55x55	1268.92	26.27	2.07	5.63	15	Vérifiée
50x50	1101,28	32.56	1.75	6.41	15	Vérifiée
45x45	793,81	31.37	1.03	6.31	15	Vérifiée
40X40	572.9	32.17	1.35	4.7	15	Vérifiée
35X35	498.23	32.14	1.21		15	Vérifiée

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

D'où le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans le figure suivant :

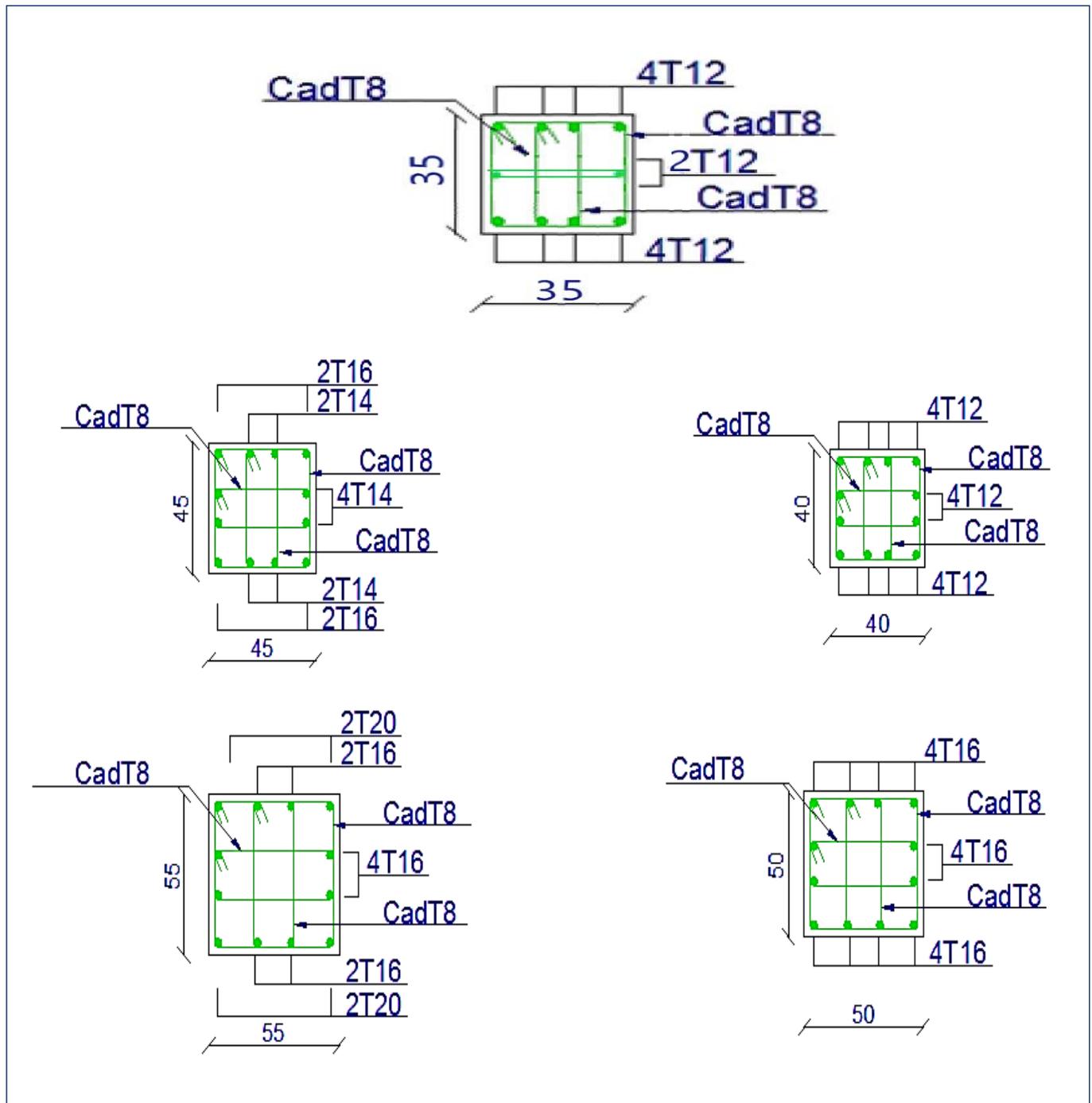


Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

❖ Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**

Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0,8 ± E**

❖ Etat limite de service : G + Q**V.2.1. Recommandation du RPA 99(V2003) :****V.2.1.1. Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40φ: En zone I et IIa.
 - 50φ: En zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La section d'armatures finales : $A = \max (A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$

$$\begin{cases} A_{CAL} \rightarrow \text{flexion simple} \\ A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{RPA} = 0.5\% B \end{cases}$$

V.2.1.2. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{ Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{ En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

- La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

V.2.2. Exemple de calcul :

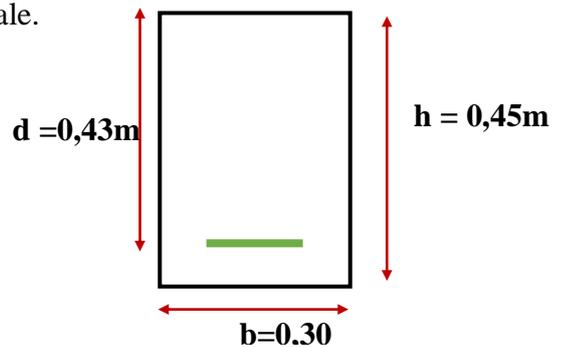
On va prendre comme exemple de calcul la poutre Principale.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

1-Ferrailage en travée :

$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$



$$M_{u \max} = 56.055 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 39.43 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{56,055 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,43^2 \times 14,2} = 0,071$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{56.055}{39.43} = 1.42$$

$$u_{lu} = 0.3059$$

$$u_{bu} < 0.3059 \Rightarrow A' = 0$$

$$u_{bu} < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 u_{bu}) = 0,43(1 - 0,6 \times 0,071) = 0,41 \text{cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{56.055 \times 10^{-3}}{0.40 \times 348} \times 10^4 = 4,02 \text{cm}^2$$

1- Ferraillage au niveau des appuis :

$$\theta = 0.85 ; \quad \gamma_b = 1.15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21,7 \text{MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{81.325 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,43^2 \times 21,7} = 0,067$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{81.325}{57.206} = 1.42$$

$$u_{lu} = 0.3059$$

$$u_{bu} < 0.3059 \Rightarrow A' = 0$$

$$u_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 u_{bu}) = 0.43(1 - 0.6 \times 0.067) = 0.41 \text{cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{81.325 \times 10^{-3}}{0.41 \times 348} \times 10^4 = 5.69 \text{cm}^2$$

$$M_{u \max} = 81.325 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 57.206 \text{ KN.m}$$

❖ **Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,43 \times 2,1}{400} = 1,55 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage exigé par RPA99/v.2003**

• **Poutres principales :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

• **Poutres secondaires :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (05) zones :

- Les niveaux (S /sol-RDC)..... Zone 1.
- Les niveaux (1-2) Zone 2.
- Les niveaux (3-4) Zone 3.
- Les niveaux (5-6) Zone 4.
- Le niveau 7.....Zone 5.

Le ferraillage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

V.2.3.1. Ferraillage des poutres principales :

Tableau V.9: Ferraillage des poutres principales.

Poutre		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	PP (30×45)	Sur appuis	81.325	5.69	6,75	54	6.88	3T14+2T12
		En travée	56.055	4.02				
Zone 2	PP (30×45)	Sur appuis	63.464	4.10	6,75	54	6.88	3T14+2T12
		En travée	42.218	3.14				
Zone 3	PP (30×45)	Sur appuis	57.087	3.67	6,75	54	6.88	3T14+2T12
		En travée	36.638	2.71				
Zone 4	PP (30×45)	Sur appuis	68.735	4.45	6,75	54	6.88	3T14+2T12
		En travée	42.699	3.18				
Zone 5	PP (30×45)	Sur appuis	58.645	3.87	6,75	54	6.88	3T14+2T12
		En travée	36.589	2.92				

V.2.3.2. Ferrailage des poutres secondaires:

Tableau V.10: Ferrailage des poutres secondaires.

Poutre		M (KN.m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres	
Zone 1	PS (30×35)	Sur appuis	34.787	2.99	5.25	48	5.66	5T12
		En travée	13.153	1.28			5.66	5T12
Zone 2	PS (30×35)	Sur appuis	53.017	4.64	5.25	48	5.66	5T12
		En travée	19.106	1.88			5.66	5T12
Zone 3	PS (30×35)	Sur appuis	55.509	4.88	5.25	48	5.66	5T12
		En travée	20.16	1.99			5.66	5T12
Zone 4	PS (30×35)	Sur appuis	49.855	4.35	5.25	48	5.66	5T12
		En travée	18.99	1.87			5.66	5T12
Zone 5	PS (30×35)	Sur appuis	54.005	4.79	5.25	48	5.66	5T12
		En travée	19.258	1.99			5.66	5T12

Dispositions constructives :

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99/VERSION2003 concernant les dispositions constructives pour les portiques, l'armature supérieure filante A'sup doit avoir pour section :

$$A'_{sup} \geq \max\left(\frac{A_{appui1}}{4}, \frac{A_{appui2}}{4}, 3 \text{ cm}^2\right)$$

En ce qui concerne l'armature inférieure filante A'inf :

$$A'_{<inf} \geq \max\left(\frac{A_{\text{appui}}}{2}, \frac{A_{\text{travée}}}{4}, 3 \text{ cm}^2\right)$$

- Poutre principale :

$$A'_{\text{sup}} \geq 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{T14 } A'_{\text{sup}} = 4.62\text{cm}^2$$

$$A'_{\text{inf}} \geq 3.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{T14 } A'_{\text{inf}} = 4.62\text{cm}^2$$

- Poutre secondaire :

$$A'_{\text{sup}} \geq 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{T12 } A'_{\text{sup}} = 3.39\text{cm}^2$$

$$A'_{\text{inf}} \geq 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{T12 } A'_{\text{inf}} = 3.39\text{cm}^2$$

V.2.4. Calcul des armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

a- Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier :
$$A_t \geq \frac{0,4b \times S_t}{f_e}$$

Avec :

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) .$$

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(36 ; 40\text{cm}) = 36 \quad \text{on adopt } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq A_t \geq \frac{0,45 \times 0,3 \times 15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.5 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

- Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3):

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\} = 1,28$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

b- Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

L'espace maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 11,25\text{cm}$
- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 15\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **$S_t = 10\text{cm}$**
- En zone courante : **$S_t = 15\text{cm}$**

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **$4\Phi 8$** : **$A_t = 2.01\text{cm}^2$**

S_t (adopté) = $\text{Min} \{ S_{t \text{ B.A.E.L.}} ; S_{t \text{ R.P.A.}} \}$ **$S_t = 15\text{cm}$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ».

Remarque : les armatures transversal sont les mêmes dans les poutres principales et les poutres secondaires : **$4\Phi 8$**

V.2.5. Vérification :

V.2.5.1. Vérification du cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}$$

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

La contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{situation durable}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = 4,348 \text{ Mpa} \dots\dots \text{situation accidentel le}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Zone	les poutres	V _u (KN	τ _u (MPa)	τ̄(MPa)	Observation
1	PP	116.92	0.52	4,38	CV
	PS	4	0.017		
2	PP	88.99	0.49	4,38	CV
	PS	8.96	0.049		
3	PP	78.14	0.54	4,38	CV
	PS	13.36	0.092		
4	PP	91.9	0.97	4,38	CV
	PS	17.01	0.18		
5	PP	92.31	0.98	4,38	CV
	PS	17.51	0.19		

V.2.5.2. Vérification des Contraintes de compression dans le béton :

Pour les vérifications des contraintes. La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

La vérification des poutres à l’ELS est effectuée comme suit:

- **Calcul de la position de l’axe neutre :**

$$b \times \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15(A_s \times d + A'_s \times d') = 0$$

- **Calcul du moment d’inertie :**

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

Où : A_s : section d'armatures tendues.

A'_s : section d'armatures comprimées.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence.

• **Vérification des contraintes :**

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Les résultats de calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

a- Poutres principales :

Tableau V.12 : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP) .

Les poutres	Zone de vérification	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)
Zone 1	Sur appuis	57.206	6.88	7.2
	En travée	39.43	6.88	6.1
Zone 2	Sur appuis	45.406	6.88	5.8
	En travée	30.205	6.88	4.7
Zone 3	Sur appuis	41.264	6.88	5.2
	En travée	26.516	6.88	4.1
Zone 4	Sur appuis	50.182	6.88	6.4
	En travée	31.174	6.88	4.8
Zone 5	Sur appuis	52.215	6.88	6.7
	En travée	23.235	6.88	5.1

b- Poutres secondaires :

Tableau V.13 : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PS).

Les poutres	Zone de vérification	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)
Zone 1	Sur appuis	3.43	5.66	0.7
	En travée	1.46	5.66	0.4
Zone 2	Sur appuis	9.097	5.66	1.9
	En travée	6.284	5.66	1.5
Zone 3	Sur appuis	14.043	5.66	3
	En travée	5.34	5.66	1.3
Zone 4	Sur appuis	18.325	5.66	3.9
	En travée	7.724	5.66	1.9
Zone 5	Sur appuis	19.314	5.66	4.1
	En travée	8.032	5.66	2.1

Conclusion :

On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

V.2.6. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

Avec:

l: la portée entre nus d'appuis.

M_t: moment maximum en travée.

M₀: moment isostatique.

A_s: section d'armature tendu correspondante.

a- Poutre principale :

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{520} = 0,086$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{56.055}{10 \times 81.325} = 0.068$$

$$A = 6,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A}{b \times d} = 0,0046 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

b- Poutre secondaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{385} = 0.09$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} = \frac{20.16}{10 * 55.509} = 0.036$$

$$A = 6.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A}{b*d} = 0.052 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

V.2.7. Schéma de ferraillage des poutres :

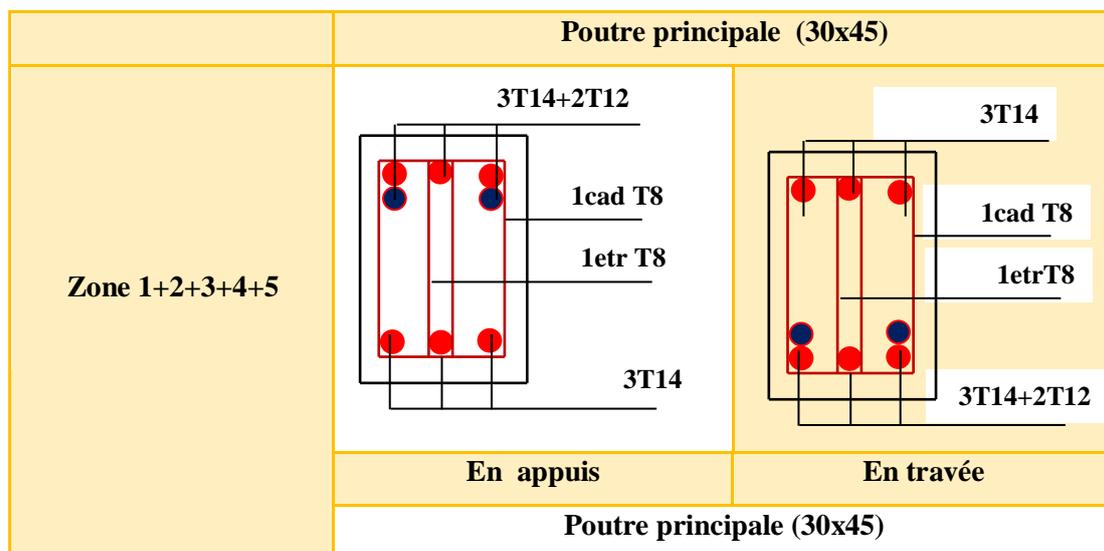


Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales.

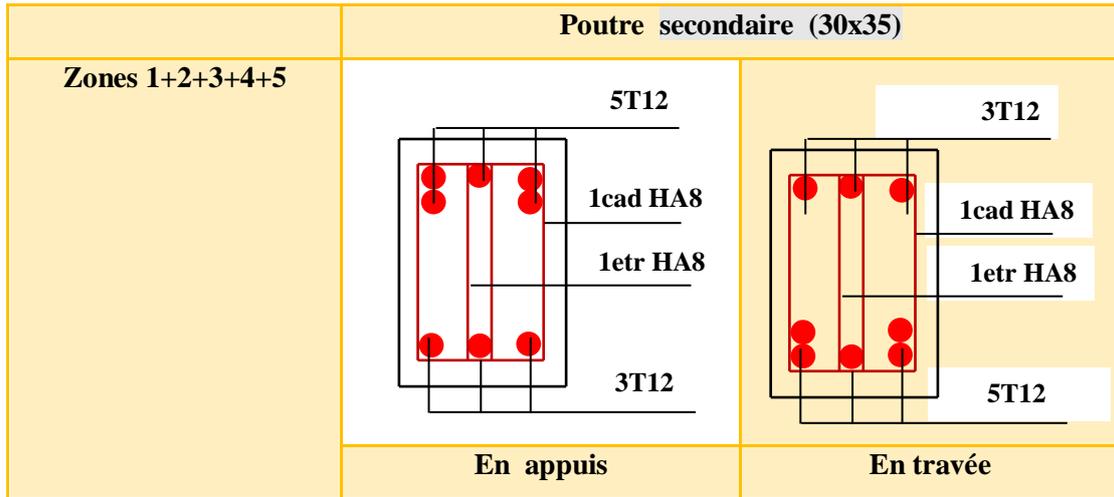


Figure V.3 : Ferraillage des poutres secondaires.

V.3. Ferrailage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes (G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

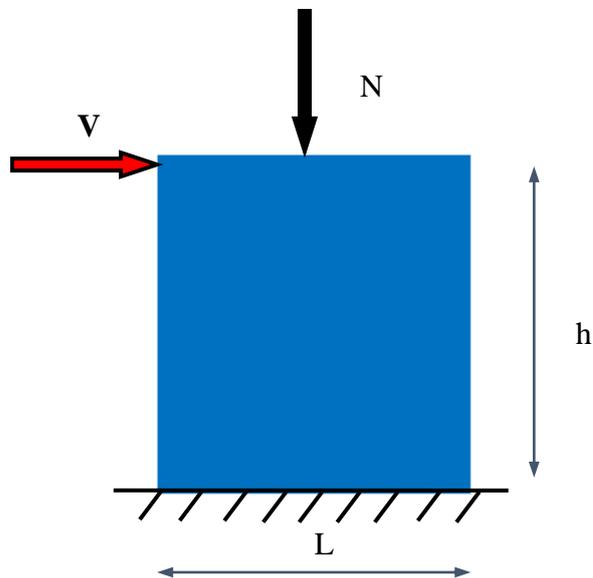


Figure V.4: Sollicitations des voiles.

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.3.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.3. Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.4. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après :

Les réglementations en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exigent les combinaisons ci-contre :

❖ Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

V.3.5. Recommandations de RPA99/v.2003 :

V.3.5.1. Aciers verticaux :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction. Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de
- $1/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

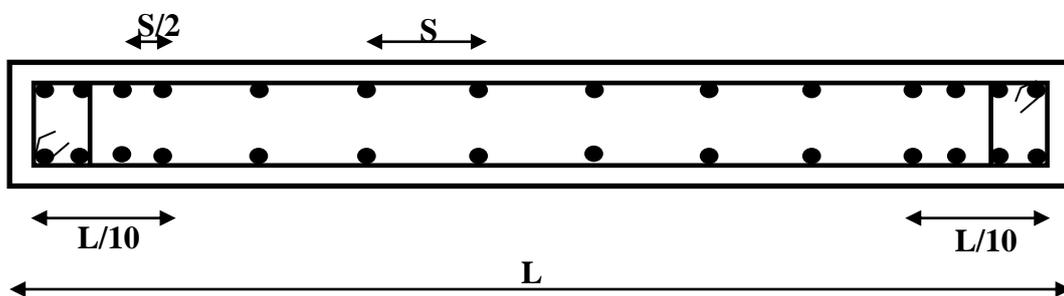


Figure V. 5 : Disposition des armatures verticales dans le voile.

V.3.5.2. Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

V.3.5.3. Règle communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% de la section
 - En zone courante égale à 0,10% de la section
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges .

V.3.5.4. Aciers transversaux :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carrée.

V.3.5.5. Armature de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

V.3.5.6. Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4V_U$$

Avec :

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.6. Ferrailage des voiles :

V.3.6.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{\min,\max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

I : l'inertie de voile.

❖ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

❖ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

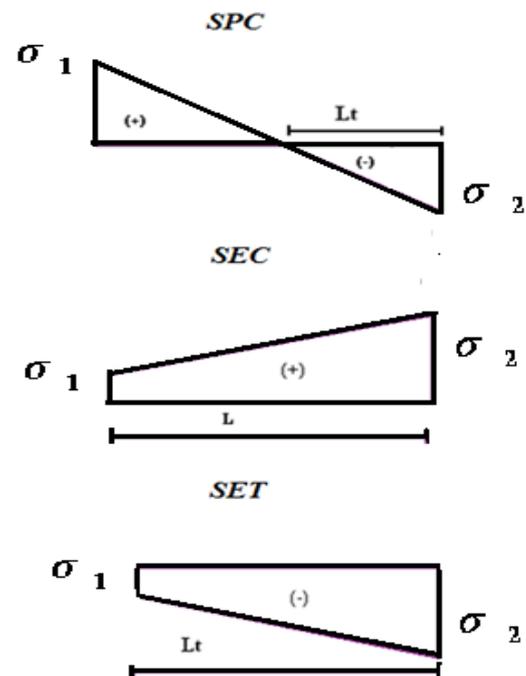
$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$$

❖ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

• **Calcul de L_t (longueur tendue) :**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L$$



- **Calcul de Force :**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e_{voile}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_v = \frac{F}{\sigma_s}$$

- **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

- Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max\left(0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_2}; 0,005B\right)$
- Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B \times \frac{f_{t28}}{f_2}; 0,005B\right)$

V.3.6.2. Vérification :

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

a- D'après le RPA99 :

$$T_b \leq \bar{T}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\text{ou : } T_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } V = 1,4 \times V_u$$

Avec : b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

b- D'après le BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0,6.f_c = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

V.3.7. Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur $L = 2,60$ m, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

V.3.7.1. Détermination des sollicitations :

$$M = 3055 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = 712 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2,6}{2} = 1,3 \text{ m}$$

$$I = \frac{0,2 * (2,6)^3}{12} = 0,29 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e * L = 0,2 * 2,6 = 0,52 \text{ m}^2$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} * V = \frac{712}{0,52} + \frac{3055}{0,29} * 1,3 = 15064,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} * V = \frac{712}{0,52} - \frac{3055}{0,29} * 1,3 = -12325,59 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

Donc :

$$L_t = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) * L = \frac{12325.59}{15064.05 + 12325.59} * 2.6 = 1,17 \text{ m}$$

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} * L_t * e = 1442,12 \text{ KN}$$

V.3.7.2. Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_u}{348} = \frac{1442.12}{348} = 4.01 \text{ cm}^2$$

- Section minimale d'armature verticale :

a- Selon RPA (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min} = 0.2\% * e * L_t = 0.002 * 20 * 117 = 4.68 \text{ cm}^2$$

b- Selon le BAEL :

$$A_{\min} \geq \max \left(0,005B, 0,23 \frac{B * f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} \geq 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopt}} = \max (A_{\text{CAL}} ; A_{\text{Rpa}} ; A_{\text{BAEL}}) = 12 \text{ cm}^2$$

V.3.7.3. Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

- Longueur de la zone courante 260 cm. Avec **St= 15cm**

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale **12T14+4T16** par nappe sur toute la longueur du voile.

$$A_H = 0,15 * L * e = 3.6 \text{ cm}^2$$

V.3.7.4. Armature horizontale :

D'après le **BAEL91**: $A_H = \frac{A_v}{4} = 0.9 \text{ cm}^2$

D'après le **RPA 99**: $A_H = 0.15 * L * e = 7.08 \text{ cm}^2$

Soit **5T10/m** de hauteur pour chaque nappe avec **S_t=20cm**

V.3.7.5. Armature transversale:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4T8**

V.3.7.6. Les vérifications :❖ **Vérification de contrainte de cisaillement:****a- Selon le RPA:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$$\bar{\tau} = 0,02 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 85.06 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{1,4 \times 85.06 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.08} = 0.23 \text{ Mpa}$$

Donc : $T_b = 0.23 \text{ MPA} \leq \bar{T}_b = 5 \text{ MPA} \Rightarrow$ Condition vérifiée

b- Selon le BAEL:

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } T_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

On a aussi : $\bar{T}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$

$$T_u = \frac{V}{b * d} = \frac{35.87 * 10^{-3}}{0.2 * 2.6} = 0.07 \text{ MPa}$$

Donc : $T_u = 0.07 \text{ MPa} \leq T_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Vérification à L'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{712 \cdot 10^3}{(260 \cdot 200) + 15 \cdot 26.52 \cdot 10^2} = 7.76 \text{ MPa} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Conclusion :

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

a- Sollicitation et contrainte :

Tableau V.14 : Sollicitations et contraintes.

Voiles	N,M	Long	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	section	L _t	A _s (cm ²)
V1	N _{max}	2.6	516.69	612.84	14524.80	-10834.2	PC	0.51	15.96
	M _{corr}								
	N _{min}		42.25	396.81	8360.72	-8058.94	PC	0.69	15.91
	M _{corr}								
V2	M _{max}	0.65	712	3055	15064.05	-12325.5	PC	1.17	3.093
	N _{corr}								
	N _{max}		1345.66	33.27	3870.43	2857.87	EC	/	0.00
	M _{corr}								
V2	N _{min}	0.65	333.21	375.26	6543.46	-4877.41	PC	0.60	8.38
	M _{corr}								
	M _{max}		96.50	389.93	6174.91	-5692.43	PC	0.96	15.69
V2	N _{corr}	0.65							
	M _{corr}								

b- Ferrailage et vérification :

Tableau V.15 : Ferrailage et vérification.

Voiles		V1	V2	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.6	0.65	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.39	0.10	
Sollicitation de calcul	σ_1 (KN/m ²)	15064.05	6174.91	
	σ_2 (KN/m ²)	12325.59	5692.43	
	V _U (KN)	85.06	85.06	
	L _t (m)	1.17	0.96	
	L _c (m)	0.55	0.44	
Ferrillages	N (KN)	80.81	208.97	
	A _v (cm ²)	4.01	15.69	
	A _{RPA} (cm ²)	4.68	3.84	
	A _{BAEL} (cm ²)	12	14	
	Choix par nappe	26.52	21.55	
	A _{v,totale}		12T14+4T16	14T14
	S _t (cm)	courante	15	15
		d'about	7	/
	A _H (cm ²)	(BAEL)	0.77	3.92
		(RPA)	3.6	4.2
	Choix par nappe/ml		5HA10	5HA10
	S _t (cm)		7	/
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	0.16	0.33
		τ_b (MPa)	0.23	0.47
		\bar{T}_b (MPa)	5	5
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	712	189.97
		σ_b (MPa)	7.76	3.49
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15

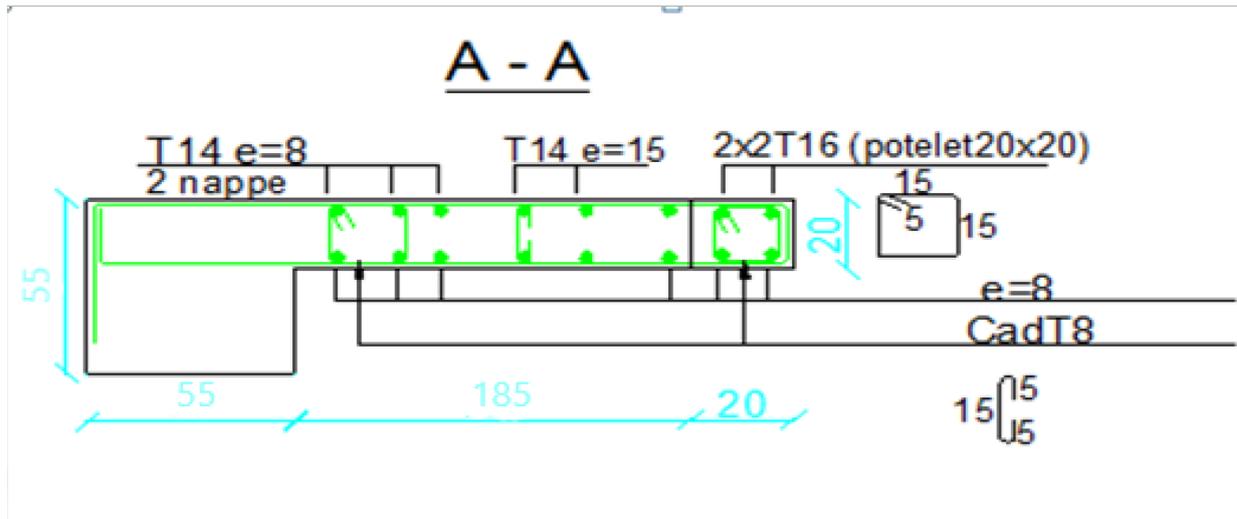


Figure V.6 : Ferrailage de viol 2.6 m.

Chapitre 06 :

Etude de l'ifrastructure

CHAPITRE VI: ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE**Introduction :**

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.1. Différents types des fondations :

On peut classer les fondations selon le mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures, en : « **BAEL 91/B9.3** »

VI.1.1. Fondations superficielles:

- Semelles continues sous murs, reposant sur le sol.
- Semelles sous points d'appuis isolés reposant sur le sol.
- Radier général : structure répartissant les pressions.

VI.1.2. Fondations massives :

- Semelles sur puits
- Fondations pour réservoirs, châteaux d'eau, cheminées...etc.

VI.1.3. Fondations profondes :

- Semelles sur pieux,
- Systèmes spéciaux de fondations.

VI.2. Choix du type de fondation :

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme :

- La nature de l'ouvrage.
- La nature du terrain.
- La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.

- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

- Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
 - La résistance du sol
 - Le chevauchement des semelles
 - Le mode constructif de la structure
- Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :
 - Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - Facilité d'exécution (coffrage)
 - Economie

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de :

$$(\sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars} = 18 \text{ t/m}^2 = 180 \text{ KN/m}^2)$$

En ce qui concerne notre ouvrage, On a au le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

VI.3. Etude fondation :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- **Semelles filantes :**

La surface du radier (surface du bâtiment) est égale à 277.675 m²

Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.3.1. Etude du radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature.

VI.3.1.1. Dimensionnement du radier :

Le radier est soumis à l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } N_u \text{ total} = 47628,87 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } N_s \text{ total} = 34830,21 \text{ kN}$$

$$\text{Poids Propre du radier } (490.00 \cdot 0.90 \cdot 25) = 5553.50 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_s \text{ total} = 34830,21 \text{ kN}$$

Détermination la surface nécessaire du radier pour vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq N_s / S_r \quad \Rightarrow \quad S_r \geq N_s / \sigma_{\text{sol}}$$

$$S_r = 193.50 \text{ m}^2$$

On constate que la surface du bâtiment est supérieure à la surface calculer du radier, Donc on adoptera un débord minimal (pour les raisons de coffrage) égale à 0.20 m, la surface du radier revient. $S_r = 291.30 \text{ m}^2$

VI.3.1.2. Etude de radier :

Détermination l'épaisseur de la Dalle :

Condition de forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.00 \text{ m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où :

$$62.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 100 \text{ cm.} \quad (1)$$

Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e : \text{longueur élastique } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Pour un sol moyen : $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.725 \text{ m}$$

Condition de coffrage :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h > L_{\max} / 10$$

$$h > 50 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la dalle du radier $h_d = 80\text{cm}$

VI.3.1.3. Caractéristiques géométriques du radier :

Position du centre de gravité :

$$X_G = 9,588 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.183 \text{ m}$$

Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 32794.53 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14695.43 \text{ m}^4$$

VI.3.1.4. Les Vérification :

➤ Vérification au Poinçonnement :

D'après la formule suivante :

$$Pu \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Comme :

$$U_c = 2(135+135) = 540 \text{ KN} \text{ et } h_0 = 80\text{cm}$$

$$Pu = 3039,24 < 0.045 * 5.40 * 0.8 * 2500 = 4860 \text{ KN}$$

$$4680 \text{ KN} < 6075 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 2 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 2 \right)$

Avec :

M_s = Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R = Moment de renversement dû aux forces sismique.

Moment de renversement M_{rev}

$$M_R = M_0 + V_0 h$$

M_0 = Moment à la base de la structure.

V_0 = L'effort tranchant à la base de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier résultats de l'Etabs

h = Ancrage de l'ouvrage.

$$h = h_{\text{SOUS SOL}} + h_{\text{RADIÉ}} = 3.80 \text{ m}$$

Moment stabilisant M_s :

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage

$$M_s = N \times X_G \text{ ou } M_s = N \times Y_G \text{ (selon le sens)}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : Surcharge d'exploitation de la structure.

$$N_{G2} = 11243.16 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N = 84437.64 \text{ KN}$$

Sens x-x :

$$M_0 = M1 = MX = 88568.86 \text{ kNm}; V_0 = F2 = FY = 2289.63 \text{ kN}; h = 3,80\text{m}$$

Donc :

$$M_R = 95666.713 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times X_G = 1217590.76 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12,72 > 2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y:

$$\sum M_0 = M2 = MY = 58475.371 \text{ kNm}; V_0 = F1 = FX = 4749.37 \text{ kN}; h = 3.80 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_R = 73198.418 \text{ Kn.m}$$

$$M_s = N \times Y_G = 586841.598 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 8.01 > 2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 2; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.3.1.5. Calcul des contraintes :

Les contraintes du gros béton sont données par : $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bars}$.

➤ Sollicitation du premier genre :

à l'ELS :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 119.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 119.56 \text{ kN/m}^2 < 180 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

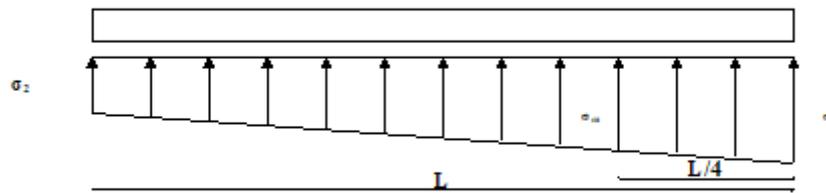


Figure.VI.1.contrainte sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

➤ à ELU:

$$N_u = 47628,87 \text{ kN.}$$

M est le moment de renversement : $M_1 = -25722,383 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_2 = -18909,442 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$I_{xx} = 32794.53 \text{ m}^4, \quad I_{yy} = 14695.43 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)
Sens x-x	240.83	205.42	231.98
Sens y-y	207.34	221.56	210.90
Vérification	$\sigma_{1max} < 1,5$ σ_{sol}	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma_m < 1.35$ σ_{sol}

Tableau.VI.1. Contraintes sous le radier à l'ELU.

➤ à ELS:

$$N_s = 97169.499 \text{ kN.}$$

M est le moment de renversement : $M_1 = -25722,383 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_2 = -18909,442 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$I_{xx} = 32794.53 \text{ m}^4, \quad I_{yy} = 14695.43 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)
Sens x-x	201.19	175.19	194.69
Sens y-y	176.76	188.31	179.65
Vérification	$\sigma_{1max} < 1,5$ σ_{sol}	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma_m < 1.35$ σ_{sol}

Tableau.VI.2. Contraintes sous le radier à l'ELS.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.1.6. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

➤ **ELU:**

$$\sigma_{ul} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 231.98 \text{ kN/m}^2$$

➤ **ELS:**

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 194.69 \text{ kN/m}^2$$

VI.3.1.6. Modalisation du radier :

Dans cette étude, on procède par un modèle numérique élaboré sur le logiciel Etabs.

Les éléments porteurs (Dalles) du radier sont modélisés par des éléments « Shell ».

La dalle de fondation repose sur un sol élastique avec le coefficient de raideur du sol égale le module du béton propriétaire (e = 20cm et 20 cm de débord).

$K_s = 4000 \text{ T/m}^2$ (pour un sol de densité moyenne).

L'élément plaque est généré en plusieurs mailles soumises aux différentes charges.

La surface du radier. $S_r = 291.30 \text{ m}^2$

Epaisseur de la dalle du radier : $h_d = 80 \text{ cm}$

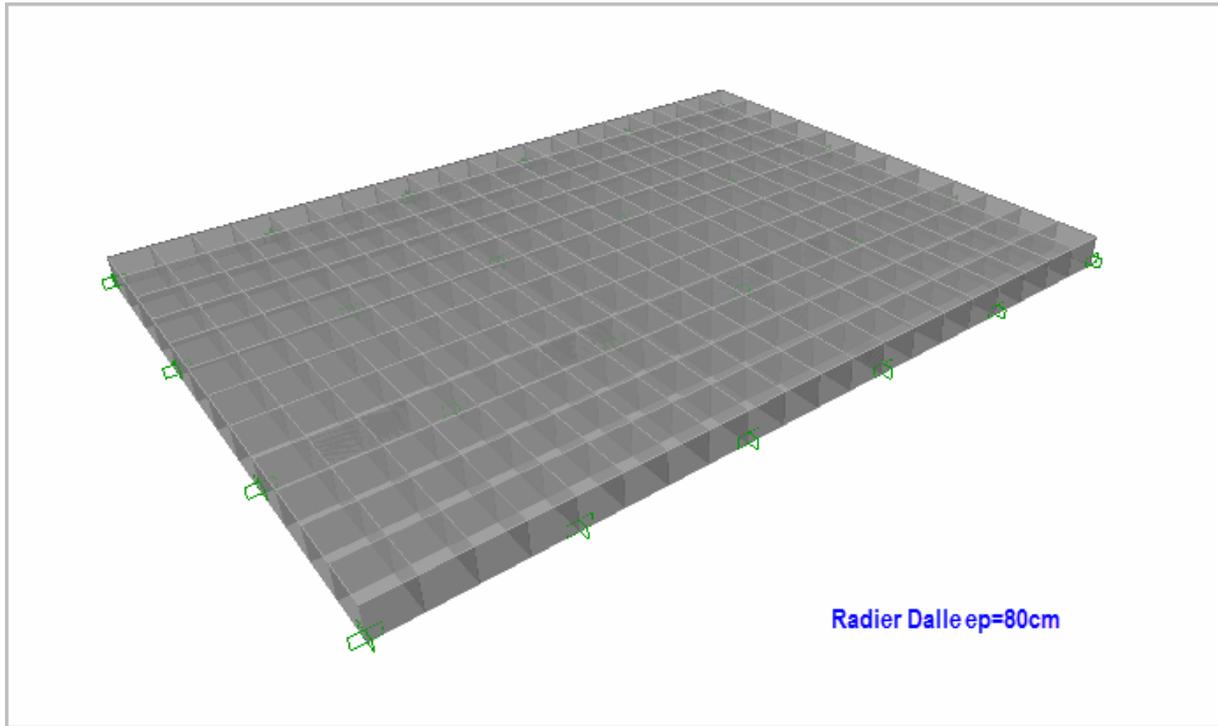


Figure.VI.2. présentations, la dalle du radier.

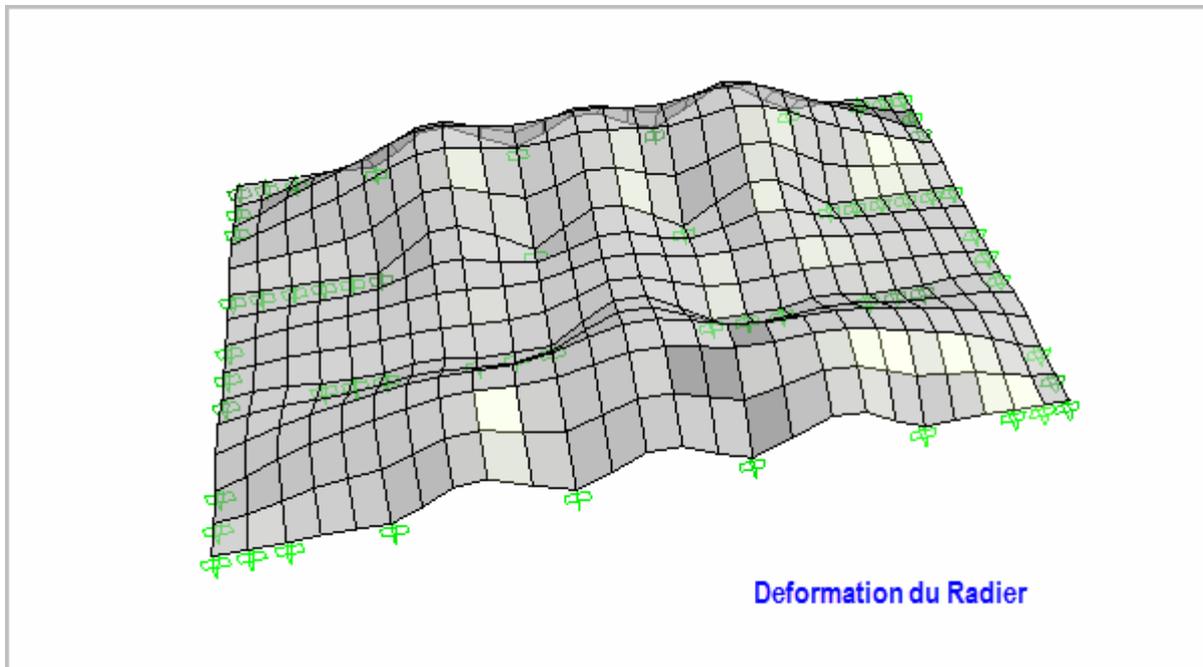


Figure.VI.3. Déformation, la dalle du radier (comb G).

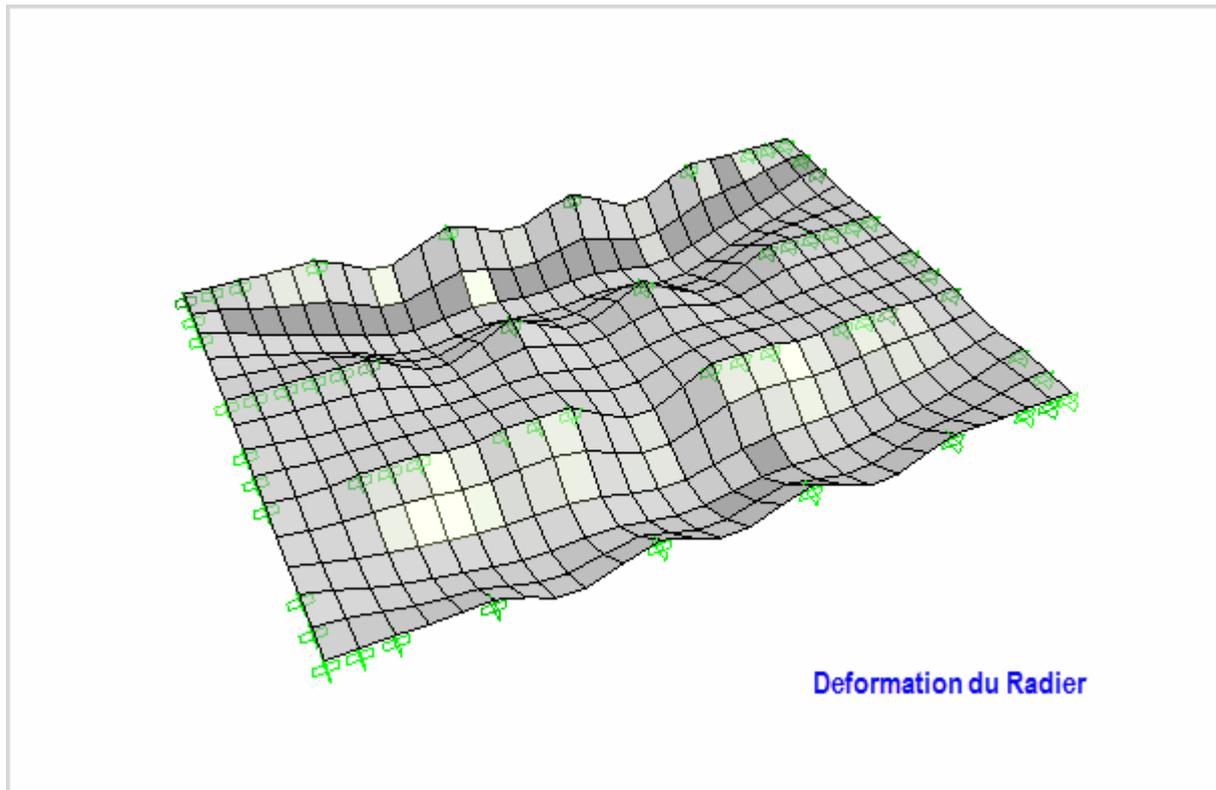


Figure.VI.4.Déformation, la dalle du radier (comb RP).

VI.3.1.7.Diagramme des moments / Unité en Tonne-mètre :

M_{11} :

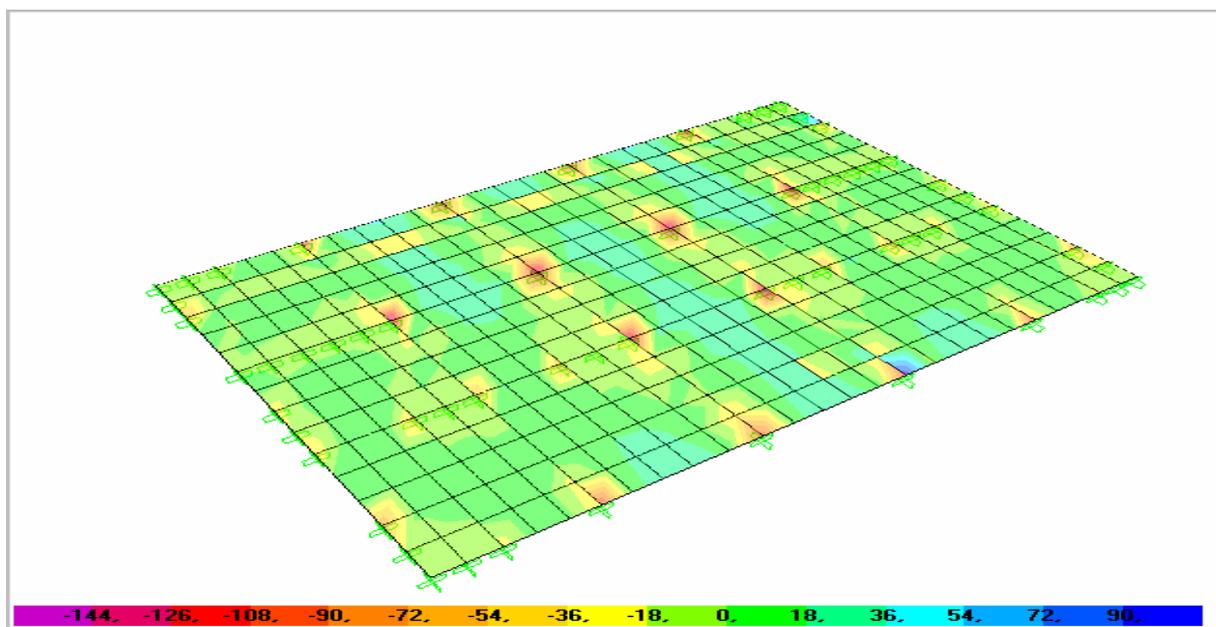


Figure.VI.5.Le moment M_{11}

M_{22} :

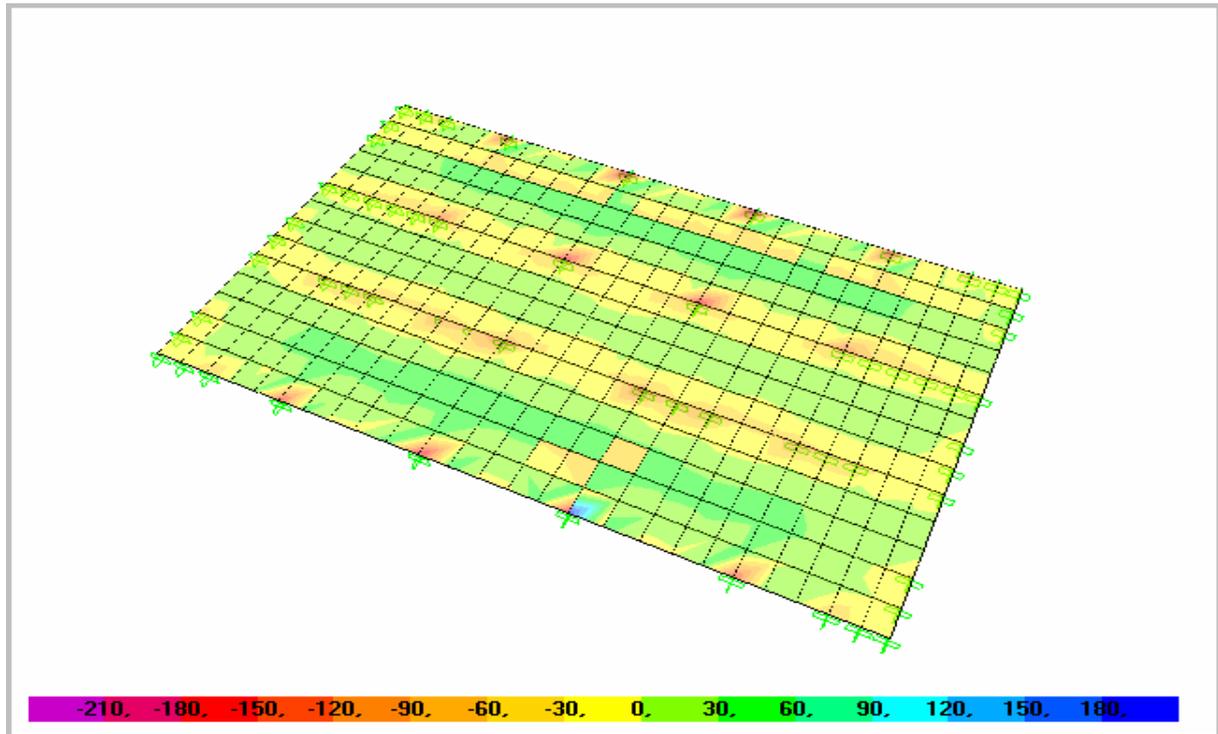


Figure.VI.6.Le moment M_{22}

VI.3.1.8. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

➤ Ferrailage de la dalle du radier :

La dalle travaille dans les deux sens.

On adopte :

Nappe supérieur : Sens x-x : T16 pour les filantes.

Nappe supérieur : Sens y-y : T14 pour les filantes.

Nappe inférieur : Sens x-x : T16 et T14 pour les filantes et T16+T14 pour les chapeaux.

Nappe inférieur : Sens y-y : T14 pour les filantes et T14 pour les chapeaux.

➤ Schéma de ferrailage du radier :

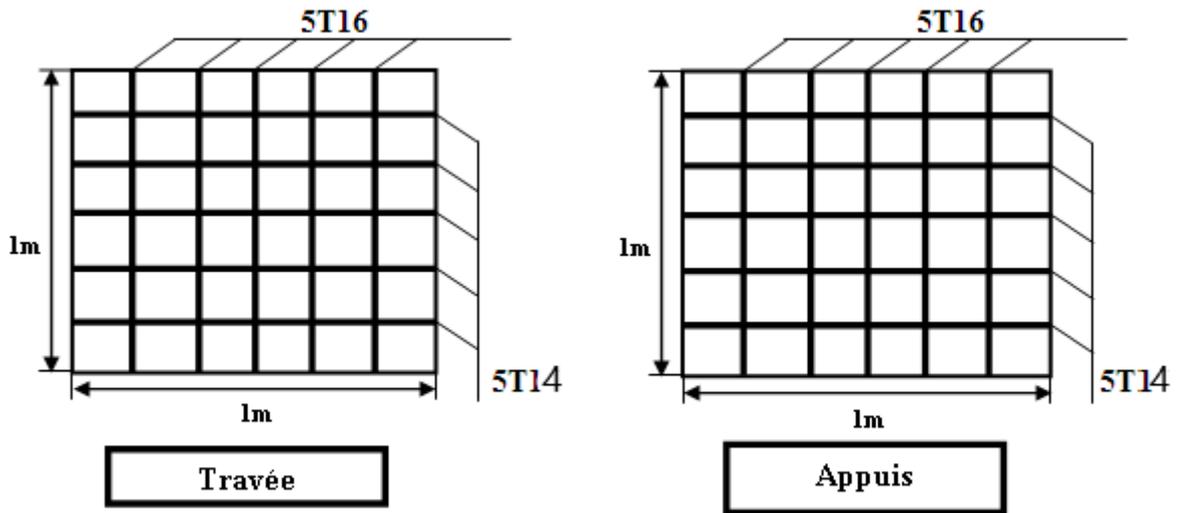


Figure.VI.7 : Schéma de ferrailage du radier.

VI.4. Étude de voile périphérique :

Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VI.4.1. Pré -dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.4.2. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_y = 5.00$ m ; $L_x = 3.85$ m ; $e = 20$ cm.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99**, la charge de poussées des terres est données par :

$$Q=A.\gamma.H$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=11,2\text{kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile (H=3,00m).

$$\varphi = 20.5^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.48$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 53.00\text{kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 71.55\text{kN/ml}$$

VI.4.3. Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0779 ; \mu_y=0,3338$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 150.71\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 50.30\text{kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0,85M_x=128.1\text{kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=42.75\text{kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=75.35\text{kNm}$$

VI.4.4. Calcul du ferrailage :

$b=100\text{cm}$; $h=25.5\text{cm}$; $d=23.49\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	A_s' (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	128.1	0	17.22	6T20	18.85	16
	y-y	42.75	0	5.39	6T12	6.79	16
Appuis	x-x	75.35	0	9.70	5T16	10.05	20
	y-y						

VI.4.5. Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3.3}{5.2} \right) \frac{100 \cdot 26.1}{2} = 2.46 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 26.1 = 2.08 \text{cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 18.85 \text{cm}^2 \succ A_x^{\min} = 2.46 \text{cm}^2 \\ A_y = 6.79 \text{cm}^2 \succ A_y^{\min} = 2.08 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.46 \text{ cm}^2 \\ A_y = 10.05 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.08 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 104.05 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 78.70 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 104.05 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{104.05 \cdot 10^3}{1000 \times 261} = 0.398 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VI.4.7. Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 53.00 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0.0779$$

$$\mu_y = 0.3338$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 44.96 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15.00 \text{ kNm}$$

• Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 38.21 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 12.75 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=22.48\text{kNm}$$

b. Verification des contraintes:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	38.21	18.85	3.64	15	OK
	y-y	12.75	6.79	1.91	15	OK
Appuis	x-x	22.48	10.05	2.56	15	OK
	y-y					

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement porteur pour la reprise des charges horizontales due au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Annexe