

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2019

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 :

BOUSBAA Ikram

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème :

**Etude d'un bâtiment RDC+6étages avec sous-sol à usage commercial
(centre de soins) contreventé par des voiles porteur**

Devant le jury composé de :

Ait Tahar Kamal
Bouamra youcef
Ait ahmed Fatiha
Aouari Issam

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examinatrice
Examinateur

Année Universitaire 2018/2019

Remerciement

Toute mes parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteurs Mr Bouamra youcef, et à Mr Aouri issam pour son suivie et ses conseils tous le long de l'élaboration de mon projet.

Mes remerciements s'adressent aussi au corps enseignant et à tout le personnel du bureau d'études 'el mohandicine', et aux membres du jury qui ferons l'honneur de juger mon travail.

Que toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail, retrouve ici l'expression de mes profonds sentiments.

Sans oublier mon paradis 'mes chers parents', amis(es) et tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicaces

Que ce travail témoigne de mes respects :

A mes parents en signe de reconnaissance de l'immense bien qu'ils ont fait pour moi concernant mon éducation qui aboutit aujourd'hui à la réalisation de cette étude. Pour m'avoir donnée la vie et la joie de vivre leurs conseils et bénédictions n'ont jamais fait défaut. Pour m'avoir protégé et encouragé durant toutes ces années ; vous étiez toujours présents quand j'avais besoin de vous ; je n'aurais jamais pu achever ce travail sans votre générosité et votre affection Recevez à travers ce travail, toute mes gratitude et mes profonds sentiments.

Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mon frère « wassim » et mon amie « soumia » qui ont toujours été là pour moi, qui m'ont toujours soutenu et ont su me redonner le sourire, mais aussi à mes amis Leurs générosité et leur soutien m'oblige de leurs témoigner mon profond respect et ma loyale considération.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية ذات شكل منتظم ذات استعمال معدات ، مكونة من جزء رئيسي (طابق تحت ارضي + طابق أرضي + ستة طوابق) و . البناية تقع ببلدية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIA وفقا للمعايير الزلزالية الجزائرية 1999 نسخة 2003. مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

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

➤ القواعد الجزئية المضادة للزلازل.

➤ قانون الخرسانة المسلحة.

التحليل الديناميكي للمنشأ كان باستعمال برنامج التحليل الإنشائي « ETABS نسخة 7.9.4 »

و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات

كلمات مفاتيح: ديناميكية, دراسة نموذج ,الخرسانة المسلحة

résumé

résumé

Ce projet présente une étude technique de réalisation d'un bâtiment de forme régulière à usage d'équipement , constitué d'un bloc principale en (S-Sol+RDC + 6 étages).Le bâtiment est implanté dans la commune de BOUIRA, classée en zone sismique (IIA) selon le RPA99 Version 2003.

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

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

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel « ETABS version 9.7.4 »

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

Mots clés : étude dynamique, modélisation, béton armé

abstract

abstract

This Project present the design and the study of a regular form building for équipement purpose, this building is composed of (Underground+ground+6stories). The project is implemented in the city of BOUIRA, classify in IIA seismic zone, according to our national seismic regulation of 1999 version 2003.

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

The dynamic analysis of the structure was performed with the finite elements softwar ETABS version 9.7.4 The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The dynamic analysis of the structure was performed with the finite elements softwar “ETABS version 9.7.4”

Keywords: Reinforced concrete, frame brace system, dynamic analysis

SOMMAIRE

Introduction Générale 1

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

- I.1 Présentation de l'ouvrage : **Erreur ! Signet non défini.**
- I.2 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :
Erreur ! Signet non défini.
- I.3 Eléments constituant l'ouvrage : **Erreur ! Signet non défini.**
- I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés : **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.4.1 Le béton : **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.4.2 Les aciers : **Erreur ! Signet non défini.**
- I.5 Hypothèse de calcul : **Erreur ! Signet non défini.**
- I.6 Les combinaisons d'action : **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

- II.1 Les planchers : **Erreur ! Signet non défini.**
- II.2 Les escaliers : **Erreur ! Signet non défini.**
- II.3 Les poutres : **Erreur ! Signet non défini.**
- II.4 L'acrotère : **Erreur ! Signet non défini.**
- II.5 Les voiles: **Erreur ! Signet non défini.**
- II.6 Descente de charges : **Erreur ! Signet non défini.**
 - II.6.1 Charges permanentes : **Erreur ! Signet non défini.**
- II.7 Pré dimensionnement des poteaux : **Erreur ! Signet non défini.**
 - II.7.1 Les étapes de calcul : **Erreur ! Signet non défini.**
 - II.7.2 Localisation des poteaux les plus sollicités : **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- III.1 Calcul de l'acrotère : **Erreur ! Signet non défini.**
 - III.1.1 Ferrailage de l'acrotère: **Erreur ! Signet non défini.**
 - III.1.2 Vérification à L'ELU : **Erreur ! Signet non défini.**
 - III.1.3 Vérification à L'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**
- III.2 Calcul des escaliers : **Erreur ! Signet non défini.**
 - III.2.1 Calcul des sollicitations : **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.2	Diagramme des moments et des efforts tranchants	:Erreur ! Signet non défini.
III.2.3	Ferraillage : Erreur ! Signet non défini.
III.3	Calcul du plancher: Erreur ! Signet non défini.
III.3.1	Les charges supportées par la poutrelle..	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2	Ferraillage de la dalle de compression :	Erreur ! Signet non défini.
III.4	calcul de la salle de machine : Erreur ! Signet non défini.
III.4.1	Definition.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.2	Dimensionnement de la dalle.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.3	Calcul du ferraillage	Erreur ! Signet non défini.
III.4.4	Verification à L'ELU	Erreur ! Signet non défini.
III.4.5	Verification à L'ELS	Erreur ! Signet non défini.
III.4.6	Vérification des contraintes à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
III.4.7	Vérification de la flèche : BAEL91 : Art B.6.5. 1	Erreur !
	Signet non défini.	

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1	Etude dynamique : Erreur ! Signet non défini.
IV.1.1	Objectifs de l'étude dynamique : Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2	Etapas de la modélisation de la structure: Erreur ! Signet non défini.
IV.2	Etude sismique : Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1	Présentation de la méthode de calcul : Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2	Méthode statique équivalente : R.P.A (Art4.2) :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.3	Méthode d'analyse modale spectrale : Erreur ! Signet non défini.
IV.3	Choix de la méthode de calcul : Erreur ! Signet non défini.
IV.3.1	méthode dynamique modale spectrale : Erreur ! Signet non défini.
IV.4	Modélisation de la structure : Erreur ! Signet non défini.
IV.4.1	Caractéristiques géométriques et massique de la structure	:Erreur ! Signet non défini.
IV.4.2	Caractéristiques dynamiques de la structure : Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3	Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	:Erreur ! Signet non défini.
IV.5	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	:Erreur ! Signet non défini.
IV.6	Vérification des déplacements latéraux inter-étage	..Erreur ! Signet non défini.
IV.7	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :RPA 99 (art 5.9)	Erreur ! Signet non défini.
IV.8	Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.9	Vérification de l'effort normale réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1	Ferrailage des poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.1	Ferrailage longitudinale :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.2	Ferrailage transversal :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.3	Vérification :	Erreur ! Signet non défini.
V.2	Ferrailage des poutres :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1	Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2	Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3	Recommandation du BAEL 91 :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.4	Calcul du Ferrailage:	Erreur ! Signet non défini.
V.3	Ferrailage des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1	Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2	Rôle de contreventement :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3	Combinaison :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4	Prescriptions imposées le RPA99 :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.5	Méthode de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.6	Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

FONDATION :	Erreur ! Signet non défini.	
VI.1	Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2	Stabilité des fondations :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3	Différents types de fondations :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4	Facteurs de choix du type de fondation :	Erreur ! Signet non défini.
VI.5	Choix du type de fondation :	Erreur ! Signet non défini.
VI.6	Etude du radier nervuré :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.1	Pré dimensionnement du radier nervuré :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.2	Vérification du radier :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.3	Ferrailage du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VI.7	Etude de voile périphérique	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.2	Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.3	Dimensionnement du voile périphérique	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.4	Ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.5	Armatures longitudinales	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion général	185

LISTE DES FIGURES.

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

Figure I.1 : Vue en façade principale.....	4
Figure I.2 : Plan de situation	5
Figure I.3 :	6
Figure I.4 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU	10
Figure I.5 : Diagramme de déformation de l'acier en traction.....	11
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation de calcul	12

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	15
Figure II.2 : Les escaliers.....	16
Figure II.3 : Schéma de volée et du palier d'Etage courant.....	17
Figure II.4 : Schéma de volée et du palier de RDC	17
Figure II.5 : Dimension à respecter pour les poutres	19
Figure II.6 : Acrotère	19
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.....	20
Figure II.8 : Coupe de voile en plan	21
Figure II.9 : Constituants d'un plancher terrasse	22
Figure II.10 : Constituants d'un plancher courant	24
Figure II.11 :Surface d'influence du poteau centrale.....	29
Figure II.12 :Surface d'influence du poteau central	30
Figure II.13 :Surface d'influence du Poteau central	31

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	39
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	39
Figure III.3 : Schémas de ferrailage de l'acrotère	45
Figure III.4 : Schéma de ferrailage Escalier étage courante.....	59
Figure III.5 : Schéma de ferrailage Escalier RDC.....	59
Figure III.6 : Schéma statique de la poutre palière	60

Figure III.7: Ferrailage de la poutre palière.....	67
Figure III.8 : Schéma statique de la poutre palière(RDC)	68
Figure III.9 : Ferrailage de la poutre palière(RDC).....	68
Figure III.10 : Schéma coupe verticale du plancher	69
Figure III.11 : Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS	76
Figure III.12: Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU.....	76
Figure III.13 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	83
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	84
Figure III.15 : Répartition de charge localisée sur la dalle.....	86
Figure III.16 : Diagramme des moments en travées et en appuis à L'ELU	88
Figure III.17 : Diagramme des moments en travées et en appuis à L'ELS	91
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la salle machine	93

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Figure IV.1: Schéma de la structure en 3D	95
Figure IV.2 : Disposition des voiles (plancher terrasse)	100
Figure IV.3 : 1 ^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de période $T=0,42s$	103
Figure IV.4 : 2 ^{eme} Mode de translation suivant le sens YY de période $T=0,318$	103
Figure IV.5 : 3 ^{eme} Mode de rotation de l'axe Z de période $T=0,29s$	104
Figure IV.6 : Spectre de réponse.....	109
Figure IV.7 : Présentation de l'effet P - Δ sur la structure	113
Figure IV.8 : Moment de renversement	115

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Figure V.1: Schéma de ferrailage des poteaux.....	131
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres (35x60).....	141
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poutre (30x40).....	141
Figure V.4: Sollicitations des voiles.....	142
Figure V.5: Schéma de ferrailage du voile.....	151

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1: Schéma d'un radier.....	155
---	-----

Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges.....	156
Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges.....	157
Figure VI.5 : Schéma de containtes	159
Figure VI.6 : Schéma du panneau le plus sollicité.....	163
Figure VI.7 : schéma du débord	165
Figure VI.8 : schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée	167
Figure VI.9 : Diagramme de moment sens longitudinal en à L'ELU	169
Figure VI.10 : Diagramme de moment sens transversale à L'ELU	204
Figure VI.11 : Diagramme de moment sens longitudinal en à L'ELS.....	204
Figure VI.12 : Diagramme de moment sens transversale à L'ELS.....	209
Figure VI.12 : Ferrailage des poutres nervures sens transversale.....	209
Figure VI.13 : dimensions des nervures	210
Figure VI.14 : Ferrailage des poutres nervures sens longitudinale.....	209
Figure VI.15 : Ferrailage des poutres nervures sens transversale.....	209
Figure VI.16 : Exemple Ferrailage de radier aux appuis sens x-x.....	210
Figure VI.17 : Exemple Ferrailage de radier aux travées sens x-x.....	210
Figure VI.19 . Le voile périphérique.....	211
Figure VI.20 . Schéma statique	212
Figure VI.21 .Ferrailage du voile périphérique.....	

LISTE DES TABLEAUX.

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

Tableau II.1: La section du poteau central	33
Tableau II.2: Les sections des poteaux de rive.....	35
Tableau II.3: Les sections des poteaux d'angle.....	36

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.6: Tableau récapitulatif des moments aux appuis à L'ELU	48
Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des moments aux appuis à L'ELS	49
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des moments aux appuis à L'ELU	73
Tableau III.4: Tableau récapitulatif des moments aux travée à L'ELU	74
Tableau III.7 : Longueur réduite de chaque travée.....	75
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des moments aux travée à L'ELS.....	75
Tableau III.7 : Calcul des armatures à L'ELU	78
Tableau III.8 : Vérification de calcule des armatures à L'ELS.....	80
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des moments à L'ELU	87
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS	91
Tableau III.11: Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.....	92

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV.2 : Les valeurs du poids propre W	99
Tableau IV.3 : Centre des masses et centre de torsion de chaque étage.....	101
Tableau IV.4: Périodes, modes et facteurs de participation massique	102
Tableau IV.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).....	105
Tableau IV.6: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).....	105
Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales.....	106
Tableau IV.8: Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	107
Tableau IV.9: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	108
Tableau IV.10: Reprise des charges verticale par les voiles et les portiques.....	108

Tableau IV.11: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens X-X)	110
Tableau IV.12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens Y-Y)	111
Tableau IV.13 : Le déplacement inter-étage dans le sens X-X	112
Tableau IV.14: Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y	112
Tableau IV.15: Vérification de l'effet P - Δ sens X-X	114
Tableau IV.16: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y	114
Tableau IV.17: Calcul de moment de renversement dans le sens X-X	116
Tableau IV.18: Calcul de moment de renversement dans le sens Y-Y	116
Tableau IV.19 : Centre de gravité et de torsion	117
Tableau IV.20: Vérification de renversement	117
Tableau IV.21: Vérification de l'effort normale	118

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux	120
Tableau V.2: Ferrailage maximale et minimale	121
Tableau V. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS	122
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal	125
Tableau V.5: choix des armatures	125
Tableau V.6 : Armature transversale (Zone courante)	128
Tableau V.7: Armature transversale (Zone nodale)	128
Tableau V.8 : Vérification des contraintes	129
Tableau V.9: Vérification de l'effort normal ultime	130
Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU	137
Tableau V.11 : Ferrailage poutres secondaires à l'ELU	137
Tableau V.12 : Résultats et ferrailage adoptées des voiles	150

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Vérification de tassement	160
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes normales	161
Tableau VI.3 : Les moments à L'ELU	164

Tableau VI.4 : Les moments à L'ELS	164
Tableau VI.5 : Les armatures à L'ELU	164
Tableau VI.6 : Vérification des panneaux de radier	165
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	166
Tableau VI.8 : Les charges de la poutre la plus sollicitée sens longitudinale	168
Tableau VI.9 : Les charges de la poutre la plus sollicitée sens transversal	169
Tableau VI.10 : Les charges de la poutre la plus sollicitée sens longitudinale	170
Tableau VI.11 : Les charges de la poutre la plus sollicitée sens transversal	170
Tableau VI.12 : Calcul des efforts	171
Tableau VI.13 : Ferrailage à L'ELU	172
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes des bétons sens longitudinale	173
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes des bétons sens transversale	173
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes des aciers sens longitudinale	173
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes des aciers sens transversale	174
Tableau VI.18 : ferrailage a l'ELS	174
Tableau VI.19 : Espacements transversaux des nervures	175
Tableau VI.120 : Choix des armatures transversales des nervures	176
Tableau VI.21 . Moment longitudinale et transversale	181
Tableau VI.22 : Ferrailage du voile périphérique.....	181
Tableau VI.23 : Vérifications des contraintes.....	183

Notation

- A** : Coefficient d'accélération de zone
- A_{min}** : Section d'armature minimale déterminée par les règlements
- A_{max}** : Section d'armature maximale
- A_r** : Armature de répartition
- A_s** : Section d'armature
- b** : Largeur
- b₀** : Largeur de la nervure
- C_p** : Facteur de force horizontale
- C_t** : Coefficient de période
- D** : Facteur d'amplification dynamique
- d** : La distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inférieures.
- d'** : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.
- Δ_{Kx,y}** : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1
- δ_{kx,y}** : Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement
- δ_{(ek) x,y}** : Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)
- e** : Epaisseur, excentricité
- E** : Module de Young.
- E_b** : Module de déformation différée
- E_{ij}** : Module d'élasticité instantané
- E_{vj}** : Module d'élasticité diffère
- E_s** : Module d'élasticité de l'acier
- F** : Force sismique de niveau
- f** : Flèche
- f_e** : Limite d'élasticité de l'acier
- f_{bc}** : Contrainte de calcul
- f_{cj}** : Résistance à la compression du béton à {j} jours

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à $\{j\}$ jours

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge

g : Largeur de la marche

G : Action permanente

h : Facteur de correction d'amortissement

h_k : Hauteur de l'étage « k »

h_n : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure

h_r : L'épaisseur du radier

I_x, I_y : Moment d'inertie

K : Coefficient de raideur de sol

K_0 : Coefficient de poussé

L : Longueur

L_0 : La longueur de la projection horizontale de la pailasse

L_e : Longueur élastique

M : Moment fléchissant

M_a : Moment en appui

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales

M_t : Moment en travée

N : Effort normal

n : Nombre d'étage.

N_u : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

P_k : poids total de la structure et des charges

Q : Action d'exploitation , facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

St : Espacement

T : Effort tranchant, période

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

V : Force sismique total

V_t :	Forces sismiques à la base
V_k :	Effort tranchant d'étage au niveau "k"
W :	Poids total de la structure
W_i :	Poids au niveau {i}
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton
γ_d :	Poids spécifique du remblai
γ_s :	Coefficient de sécurité d'acier
ε :	Déformation relative
θ :	Coefficient d'application
φ :	Angle de frottement
η :	Coefficient de fissuration
σ_{bc} :	Contrainte du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$:	Contrainte admissible du béton
σ_s :	Contrainte d'acier
$\overline{\sigma}_s$:	Contrainte admissible d'acier
σ_m :	Contrainte moyenne
σ_{sol} :	Contrainte du sol
τ :	Contrainte ultime de cisaillement
μ_c :	Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier
μ :	Moment ultime réduit
ξ :	Pourcentage d'amortissement critique
ν :	Coefficient de poisson
λ :	Elancement
Y :	Position de l'axe neutre
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale homogène
I :	Moment d'inertie
I_{fi} :	Moment d'inertie fictive pour les déformations instantanées
I_{fv} :	Moment d'inertie fictive pour les déformations différées

introduction générale

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tout les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans ce travail on présentera une étude détaillée d'un centre de soins qui se compose d'un Sous-sol +RDC+6 étages

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment, et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (acrotère, salle de machine , escalier et plancher).
- La troisième étape portera sur le ferrailage des éléments secondaires .
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.
- L'étude du bâtiment pour les deux blocs sera faite par l'analyse du modèle de structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (Poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par ETABS vont être vérifiés par rapport aux exigences de l'RPA 99.
- La sixième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.
- On terminera le travail par une conclusion générale.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment d'équipement (centre de soin et remise en forme) qui se compose de sous sols et R+6 Classé en groupe A1 selon le R.P.A 99 / 2003. Il est implanté à Bouira, classée selon des règles parasismiques algériennes comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II).

I.2 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

✓ *Dimensions en élévation :*

- Hauteur du RDC ----- **4.08 (m)**
- Hauteur étage courant ----- **3.40 (m)**
- Hauteur totale ----- **26.50 (m)**

✓ *Dimension en plan:*

- Longueur en plan ----- **25 (m)**
- Largeur en plan ----- **20(m)**
- Hauteur du sous-sol(parking) ---- **3.4(m)**

✓ **Données du site :**

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage A1 selon le RPA99 version2003
- Le site est considéré comme un sol cohérent et frottant de consistance ferme, de compacité moyenne et non actif, la Contrainte admissible du sol est $\sigma = 2$ bars
- Absence de la nappe fréatique
- L'ancrage minimal des fondations : D=1.6m.

La construction de ce bâtiment est soumise à des exigences de sécurité, confort, esthétique et économique.



Figure1 : vue en façade principale

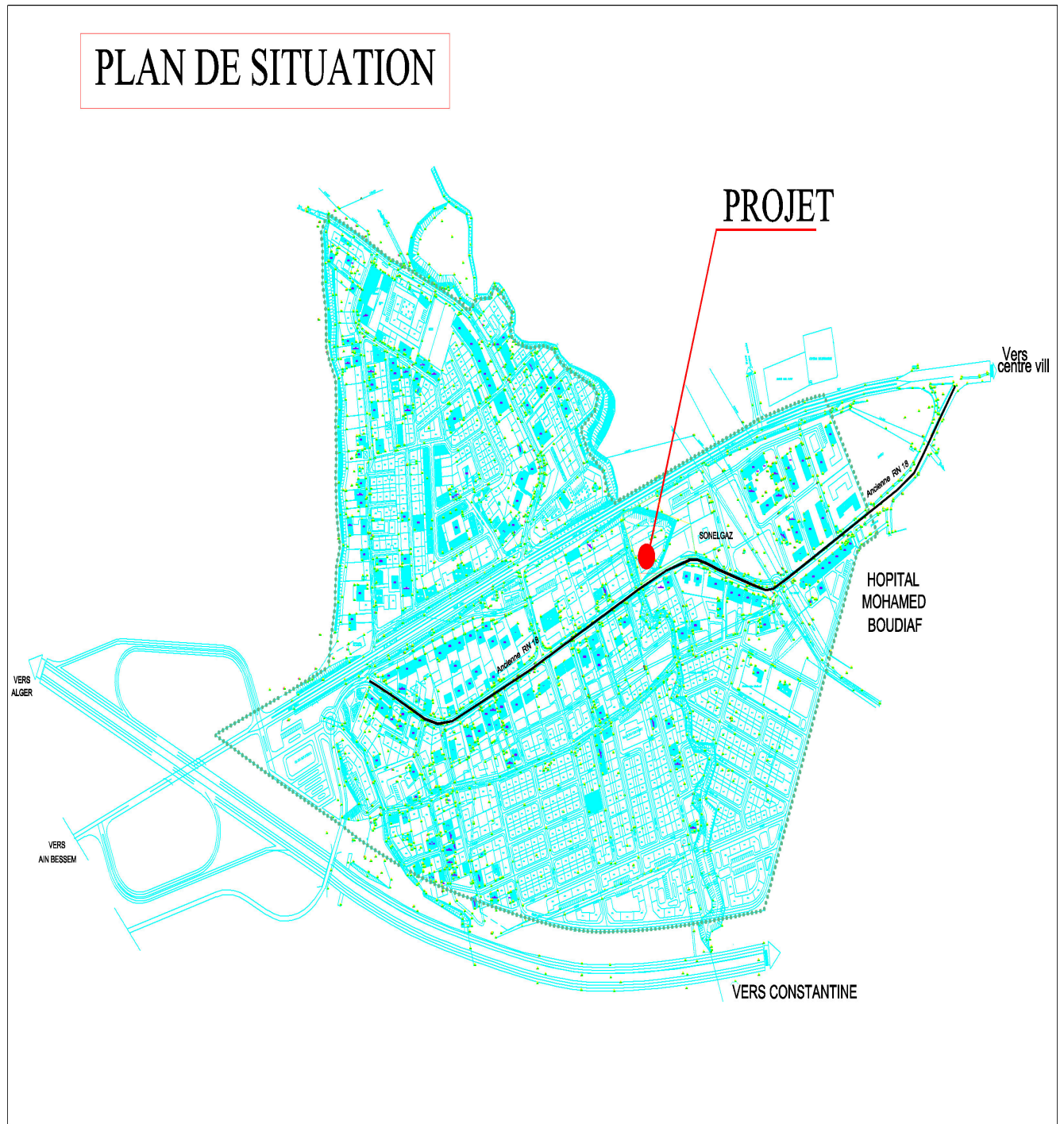


Figure 2 : plan de situation

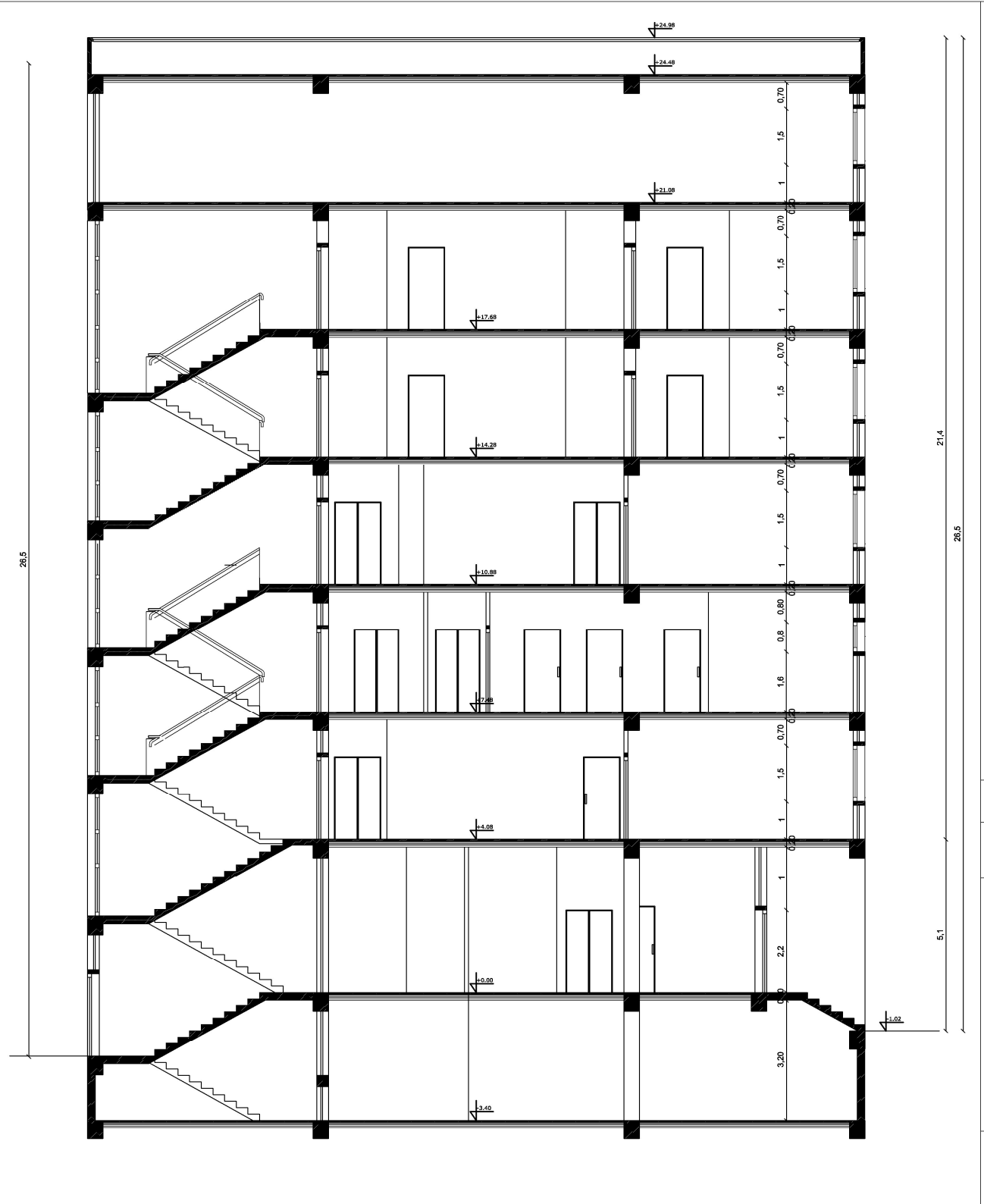


Figure3 :coupe transversale du bâtiment

I.3 Eléments constituant l'ouvrage :

✓ *Planchers :*

Les planchers des niveaux seront réalisés en corps creux avec une table de compression en béton armé et poutrelles préfabriquées. Pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

✓ *Maçonnerie :*

- Murs extérieurs (remplissage) : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

✓ *Escaliers :*

- Le bâtiment présente un seul type d'escalier à deux volées et un palier de repos.
- Les escaliers sont coulés sur place.

✓ *L'acrotère :*

- Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

✓ *Terrasse :*

- La terrasse du bâtiment est accessible.

- ✓ *La cage d'ascenseur :* Notre centre de soins comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

- ✓ *Système de coffrage :* On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

- ✓ *Les fondations :* La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

✓ *Revêtement :*

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.4.1 Le béton :

a) Définition :

Le béton est un agglomérant de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants", en considère une masse volumique de **2400Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

b) Composition du béton : *Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$*

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 400.
- 500 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 700 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- 175 litres d'eau

c) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par un essai de compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93 Art A-2-1-1) :

Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$

d) Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

e) Déformation du béton :

- **Module d'élasticité longitudinal :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou : } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

• **Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

• **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales : $\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \begin{cases} \nu = 0 & \text{si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases}$$

f) **Contraintes limites :**• **Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

Sachant que : $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

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

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0,9 & 1h < T < 24h \\ 0,85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient : $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa en S.D.T}$
 $f_{bu} = 21,74 \text{ MPa S.A}$

- **Contrainte limite de cisaillement :** (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Contraintes de service à la compression** : (BAEL91)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

g) Diagramme contraintes déformations : (A.4.3.4.1CBA93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- ✓ **L'état limite ultime** :

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

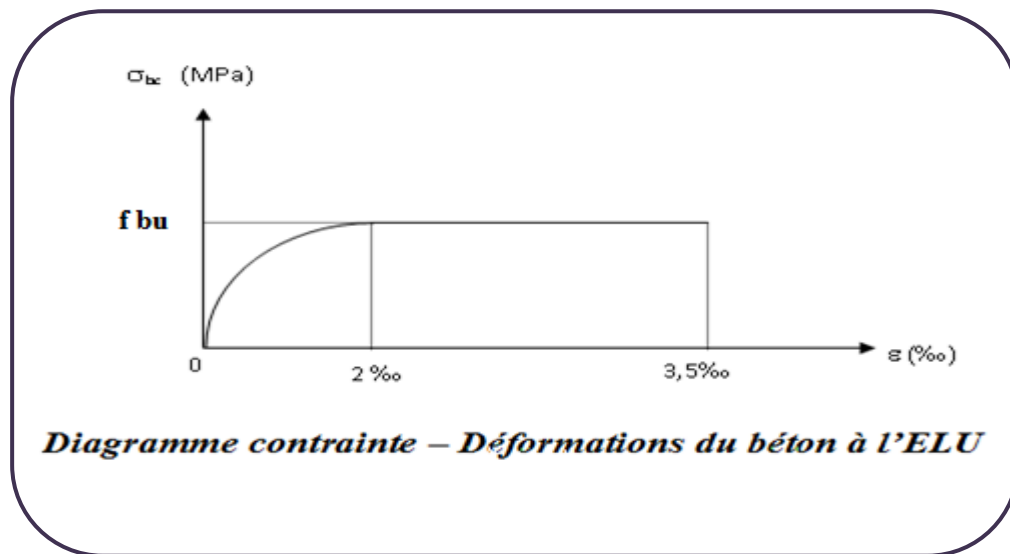


Figure 4 : diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU

- ✓ **L'état limite de service** :

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est

donnée par: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

I.4.2 Les aciers :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse(RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence(HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.

b) Caractéristiques des aciers utilisés :

Tableau I : de Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $[\psi]$
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	1,3	1

c) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

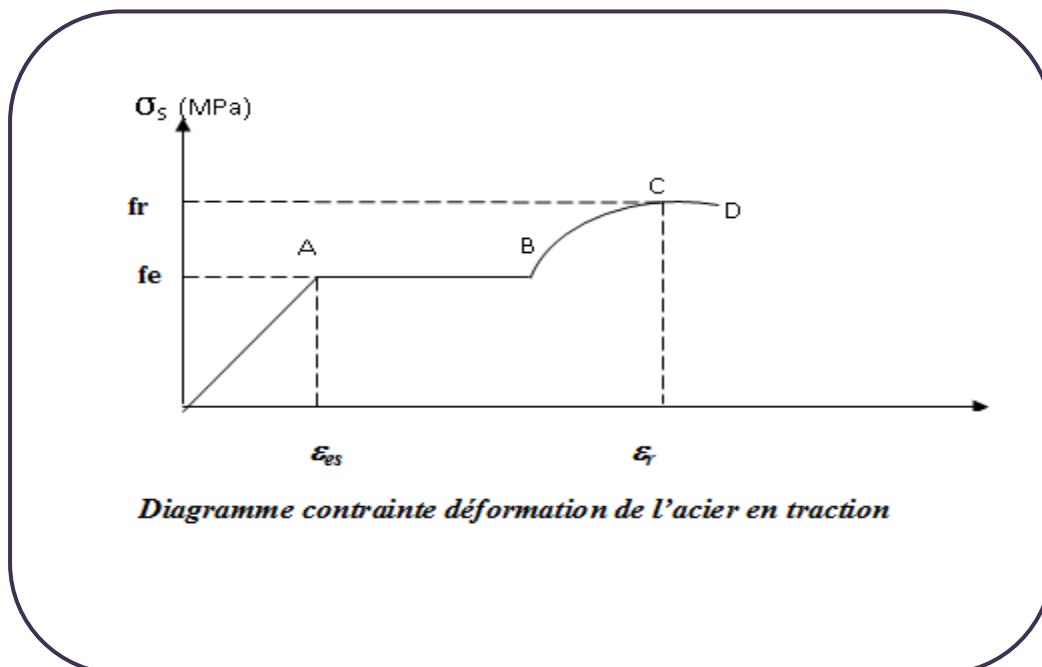


Figure 5 : diagramme de déformation de l'acier en traction

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit:

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ε_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique

Zone AB : Domaine élasto-plastique

Zone BC : Domaine plastique

Zone CD : Domaine de striction

d) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

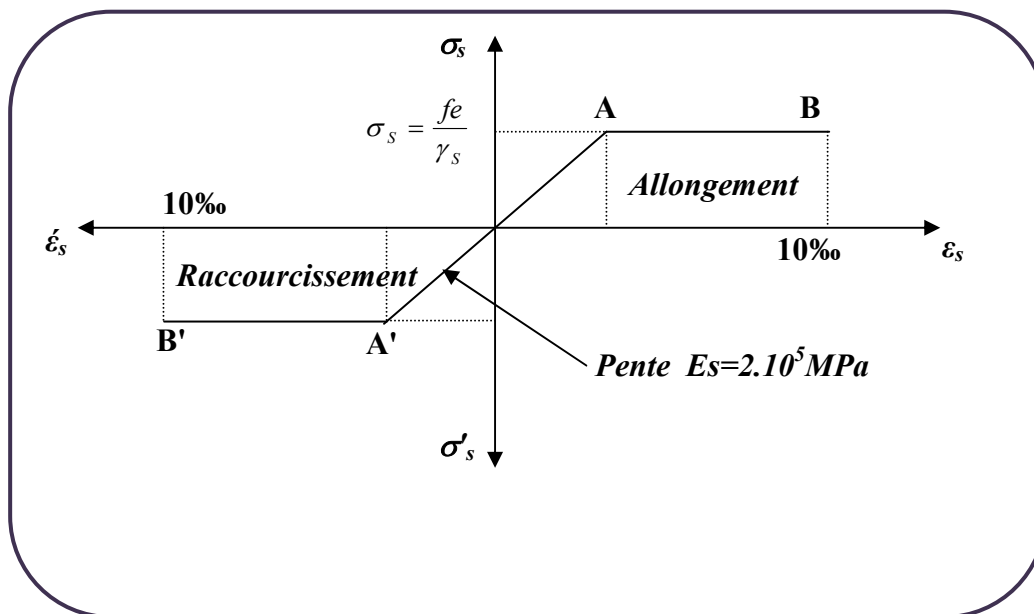


Figure 6 : Diagramme contrainte déformation de calcul

✓ **Limite d'élasticité à L'ELU :**

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

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

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

Sachant que : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

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

✓ **Etat limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

e) **Fissuration peu nuisible** : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f) **Fissuration préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 202 \text{MPa}$

g) **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{MPa}$

η : Coefficient de fissuration.

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

h) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.5 Hypothèse de calcul :

À l'E.L.U :

- 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 :

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

À l'E.L.S :

- 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

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

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

I.6 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représente une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

✓ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

✓ **Combinaison du BAEL 91:**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

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

Pré dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du **L’RPA99V2003** et du **CBA93**. Les dimensions obtenues ne sont pas définitifs ; ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.1 Les planchers :

Plancher à corps creux :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux:

- 1) Poutrelle en béton armé ou en béton précontraint constituant le système porteur.
- 2) Corps creux ou hourdis (en terre, béton polystyrène...etc.).
- 3) bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur. (**Figure 2.1**)

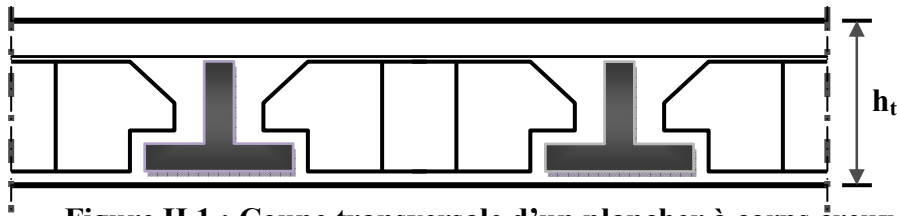


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante (1) :

$$h_t \geq L/22.5 \dots\dots\dots(1) \text{ tel que :}$$

h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires),

$$L = \text{Min} (l_x \text{ max}, l_y \text{ max})$$

Dans notre cas : $l_y \text{ max} = 5.7 \text{ m}$

$$l_x \text{ max} = 8 \text{ m}$$

Donc : $L = 5.70 \text{ m}$

$$h_t \geq 570/22.5 = 25.33 \text{ cm}$$

pour des raisons économique et l'absence du corps creux supérieur a 25 on opte pour un plancher de (20+5) et en intégrant des poutres caisson

On prend $h_t = 25$ cm et on adopte un plancher de type (20+5) cm

Avec : 20cm \Rightarrow corps creux.

5 cm \Rightarrow la dalle de compression.

II.2 Les escaliers :

Les escaliers est une construction architecturale constitué d'une suite régulière des plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passer d'un niveau a un autre.

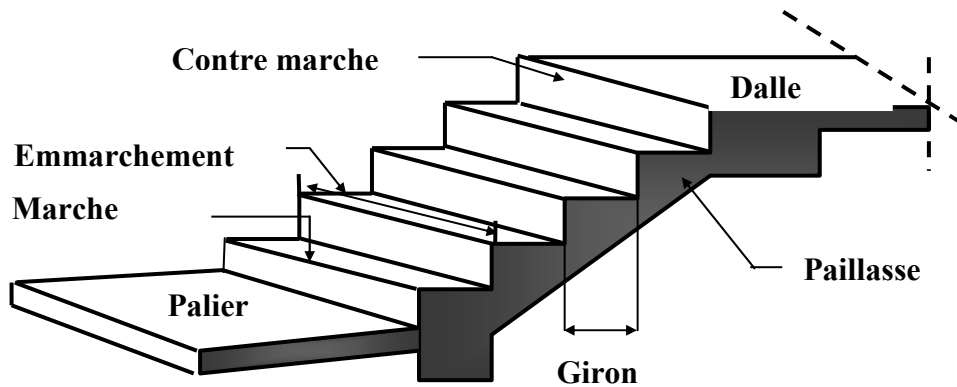


Figure II.2 : Les escaliers

Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de **BLONDEL** :

- $59 \leq 2h + g \leq 66$ cm
- $16 \leq h \leq 18$ cm
- $g \geq 23$ cm

h : La hauteur de la contre marche.

g : giron.

H : La hauteur d'étage.

➤ Pour étage courant :

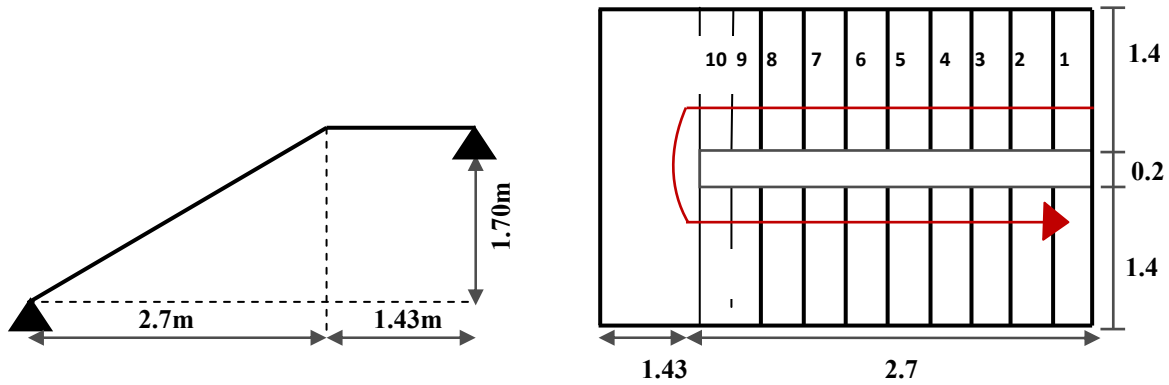
- Hauteur d'étage : $H = 3.40$ m.
- Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17$ cm

On prend $g = 30$ cm.

- Détermination du nombre de marches : $n = H/h = 340/17 = 20$ marches (10+10).
- Hauteur de la paillasse : $H' = 0.17 \cdot 9 = 1.53$ m $H' = 1.70$ m.
- Détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L = g(n-1) = 2.7$ m.
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = H' / L$ $\alpha = 32.51^\circ$.
- Détermination de la largeur de la paillasse : $L_p = H' / \sin \alpha = 3.19$ m.
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20$

$10\text{cm} \leq e \leq 15$ cm $e = 15$ cm.

- L'épaisseur du palier: $e = 15$ cm.



1 **Figure II.3 : Schéma statique du volée et du palier d'Etage courant**

➤ **Pour RDC :**

- Hauteur d'étage : **H = 4.08 m**
- Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17$ cm

On prend **g = 30 cm**.

- Détermination du nombre de marches : $n = H/h = 408/17 = 24$ marches (12+12).
- Hauteur de la paillasse : $H' = 0.17 \cdot 12 = 2.04$ m **H' = 2.04 m.**
- Détermination de la longueur projetée de la paillasse : **L = g (n-1) = 3.30 m.**
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H' / L$ **$\alpha = 31.72^\circ$.**
- Détermination de la largeur de la paillasse : **Lp = H' / Sin $\alpha = 3.88$ m.**
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : **Lp/30 $\leq e \leq$ Lp/20**

12.93 cm $\leq e \leq$ 19.4cm

e = 15cm.

- L'épaisseur du palier : **e = 15cm.**

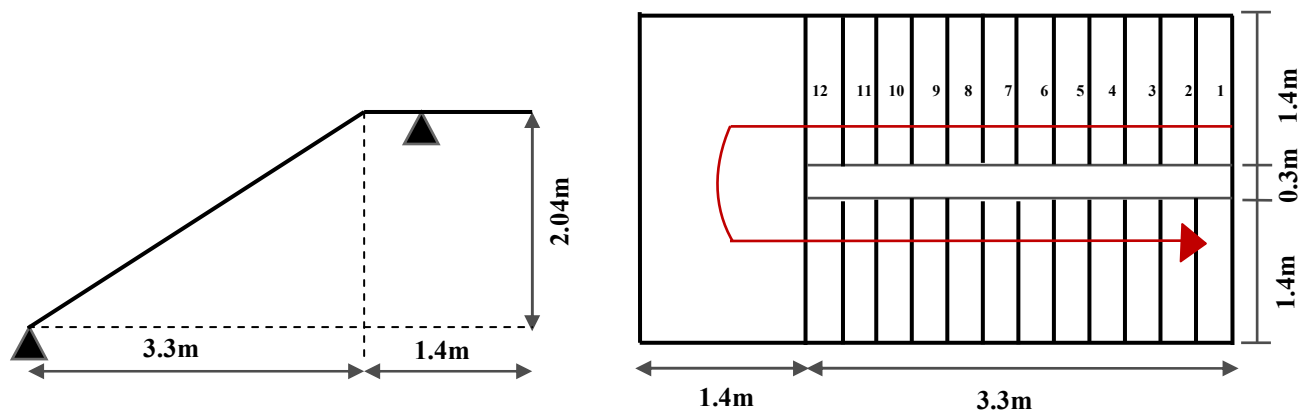


Figure II.4 : Schéma statique du volée et du palier de RDC

II.3 Les poutres :

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en **T** ou en **I**, dont la portée est prise entre axe d'appuis. Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Dans notre structure les poutres sont en béton armé de section rectangulaire.

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

$$\text{Selon BAEL 91 : } \begin{cases} L / 15 \leq h \leq L / 10 \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} L : \text{Travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{cases}$$

- **Poutres principales :**

$$800 / 15 \leq h \leq 800 / 10 \implies 53.33 \leq h \leq 80 \implies \text{On prend } h = 60 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \implies 18 \leq b \leq 42 \implies \text{On prend } b = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } (b \times h) = (35 \times 60) \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires :**

$$570 / 15 \leq h \leq 570 / 10 \implies 38 \leq h \leq 57 \implies \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \implies 12 \leq b \leq 28 \implies \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

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

✓ Vérifications des conditions de résistance (*l'article 7.5.1 de l'RPA99/V2003*):

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
b ≥ 20 cm	35	30	C.V
h ≥ 30 cm	60	40	C.V
h/b ≤ 4	2.33	1.33	C.V

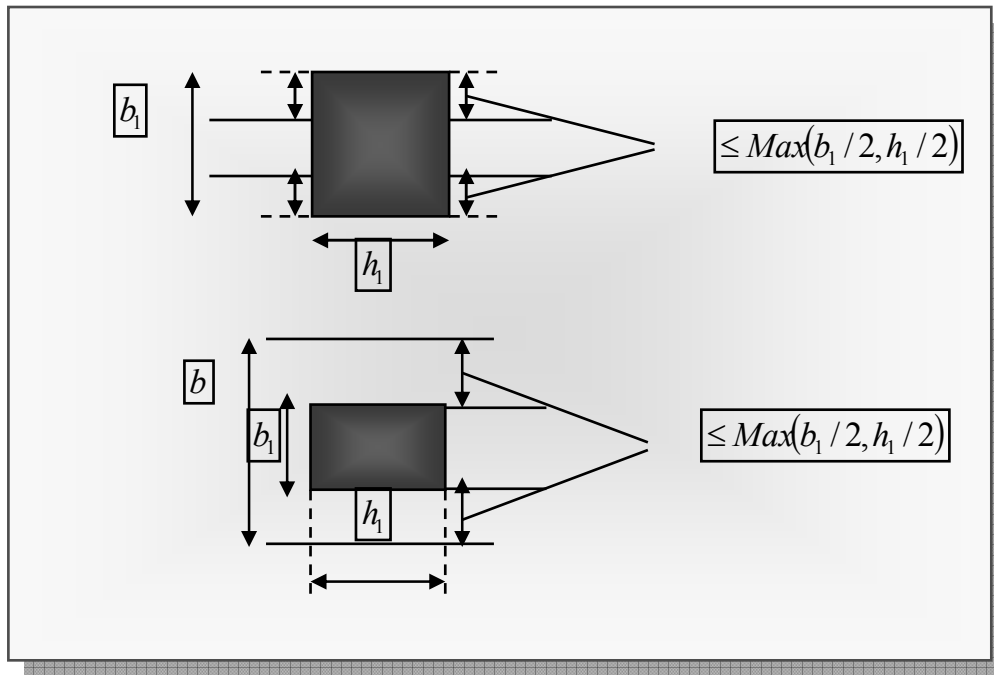


Figure II.5 : Dimension à respecter pour les poutres

II.4 L'acrotère :

L'acrotère est un muret situé en bordure de toiture terrasses. Il sert à protéger l'étanchéité contre d'éventuelles infiltrations d'eau de pluies. Il est aussi assimilé à une console encastree 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 non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1.00 m

$G = \rho \times S$

$S = [(100 \times 10) + (10 \times 5) + (10 \times 5/2)] = 1525 \text{ cm}^2$

$S = 0.1525 \text{ m}^2$

- **Charge Permanente :**

Poids propre:

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

$G_1 = 25 \times 0.1525 \times 1$

$G_1 = 3.8125 \text{ KN/ml}$

Enduit de ciment :

$G = \gamma_c \times e \times 1$

$G_2 = 18 \times 0.02 \times 1.56$

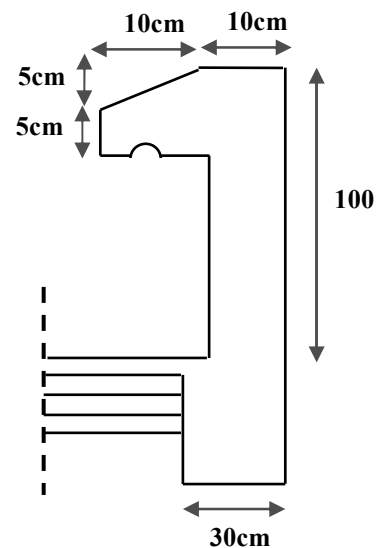


Figure II.6 : Acrotère

$$G_2 = 0.5616 \text{ KN/ml}$$

Alors:

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 4.3741 \text{ KN/ml} .$$

II.5 Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils 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 et les transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où L et e ont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm. 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 (2.8) :

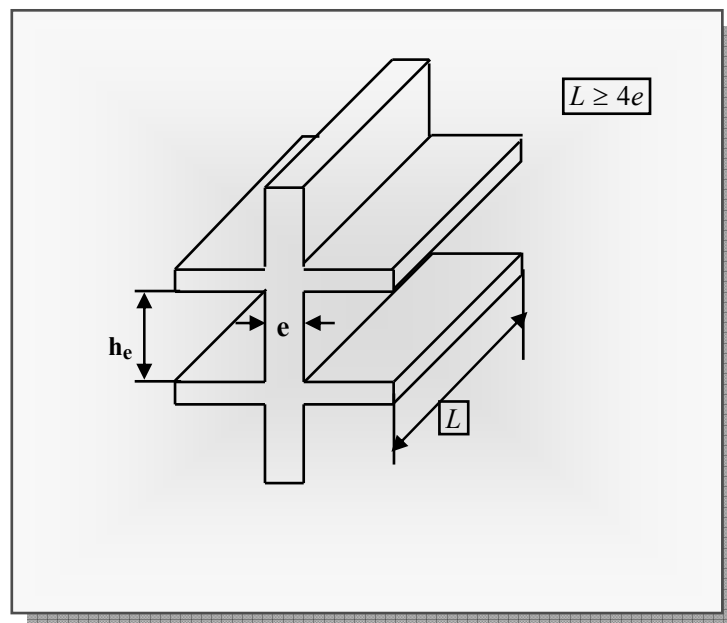


Figure II.7: Coupe de voile en élévation

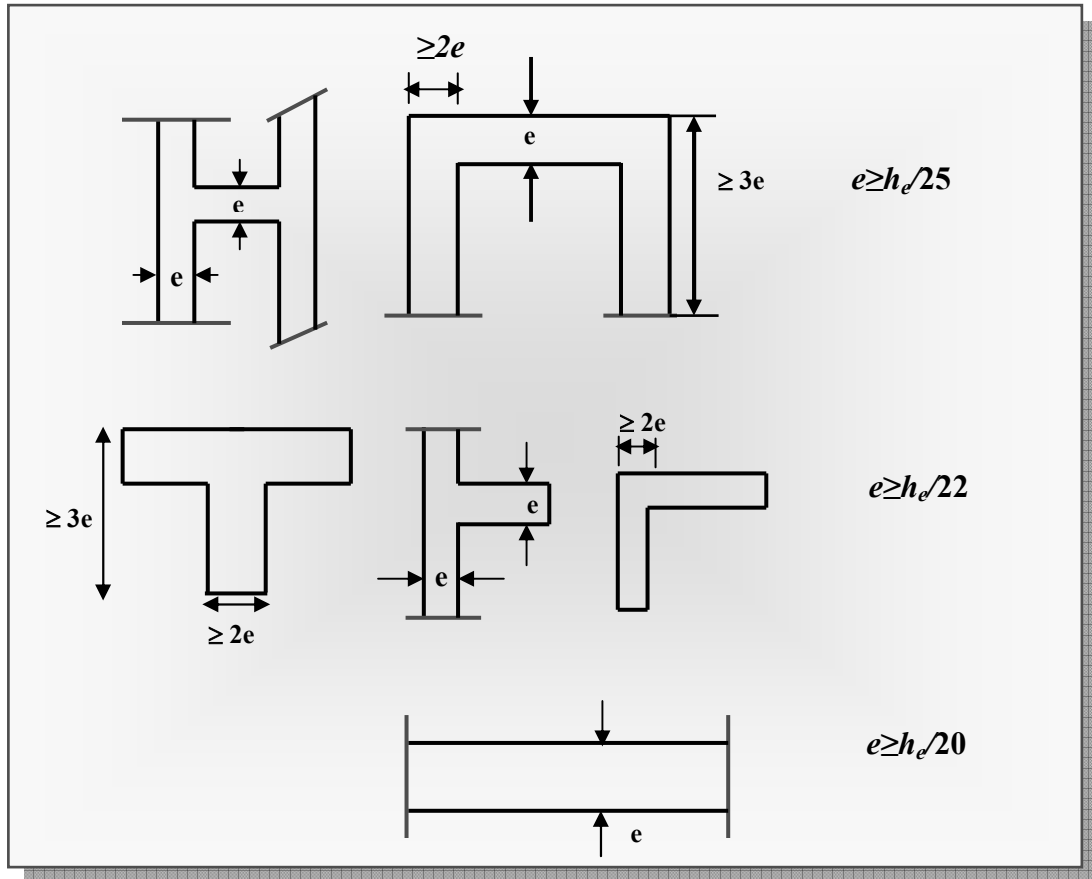


Figure II.8 : Coupe de voile en plan

$$e \geq \max (h_e/25 , h_e/22 , h_e/20)$$

➤ **Pour RDC: ($h_e=368$ m)**

$$e \geq \max (14.72/16.72/18.4)$$

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

➤ **Pour l'étage courant : ($h_e = 300$ m)**

$$e \geq \max (12/ 13.6 /15)$$

Donc on prend comme épaisseur : **e = 16 cm**

➤ **Pour le sous-sol : ($h_e = 402$ m)**

$$e \geq \max (16.08/18.27/20)$$

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

• **Conclusion :**

$$e \geq \max (20 ,16) \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

$L \geq 4 e = 80 \text{ cm}$.

II.6 Descente de charges :

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : G : Charges permanentes

Q : Surcharges d'exploitation.

II.6.1 Charges permanentes :

❖ *Plancher terrasse accessible :*

a) corps-creux (20+5) :

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m^3)	Epaisseur r (cm)	Charge Surfaccie (kg/m^2)
1) revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) forme de pente	2000	10	220
5) isolation thermique	400	4	16
6) dalle en corps creux	1425	20+5	316,08
7) Enduit en plâtre	1000	2	20
Total	/	/	7.08

Charges permanentes : $G = 747,25 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation $Q = 150 \text{ kg/m}^2$

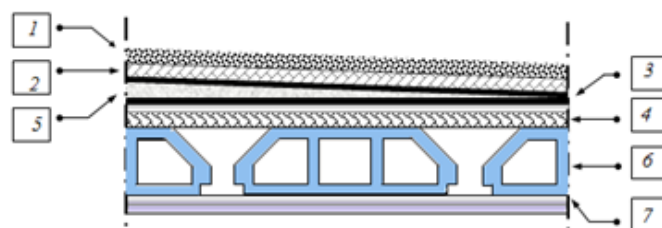


Figure II.9 : Constituants d'un plancher terrasse

b) Dalle pleine (Salle machine: $e = 20\text{cm}$) :

Eléments constituant	Poids volumique (Kg/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge surfacique (Kg/m^2)
1) Protection gravillons	1500	5	75
2) Etanchéité	/	/	12
3) Forme de pente	1700	10	170
4) Isolation thermique	400	4	16
5) Dalle en béton armé	2500	20	500
6) Enduit plâtre	1000	2	20
Total			793

Charges permanentes : $G = 793\text{kg/m}^2$ Charges d'exploitation $Q = 100\text{kg/m}^2$

2 Plancher Etage Courant :

a) Plancher étages courants en corps creux :

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (kg/m^2)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Plancher en corps creux	1425	(20+5)	316,25
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	-	-	90
Total	/	/	560

Charges permanentes : $G = 601.25\text{kg/m}^2$ Charges d'exploitation : $Q = 150\text{kg/m}^2$

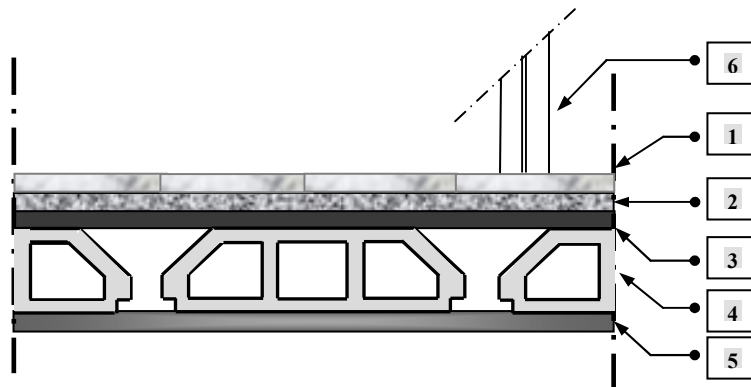


Figure II.10 : Constituants d'un plancher courant

❖ Acrotère :

La masse volumique (kg/m ³)	Surface de l'acrotère (m ²)	Charge permanente de l'acrotère (kg/ml)
2500	$S = [(1 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1 + (0.1 \times 0.05) / 2)]$ $S = 0.1525$	381.3

Charges permanentes : $G = 381.3 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

❖ Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

Éléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Épaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Brique creuse	900	20	180
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
Total	/	/	220

b) Murs intérieurs :

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacing (kg/m ²)
1) Brique creuse	900	10	90
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
Total	/	/	130

❖ Escaliers :

a) Palier de repos :

Eléments constituants	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacing (kg/m ²)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	/	/	50
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	15	375
5) Enduit de ciment	1000	2	20
Total	/	/	540

Charges permanentes : $G = 540\text{kg/m}^2$ Charges d'exploitation : $Q = 250\text{kg/m}^2$

b) Paillasse :

➤ Pour étage courant :

Eléments constituants	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) marches	2200	17/2	187
4) Dalle en béton armé	2500	15	(0.15x2500)/ cos 32.51= 444.68
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Lit de sable	1700	3	51
Total	/	/	786.68

Charges permanentes : $G = 786.68 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

➤ Pour RDC :

Eléments constituants	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) marches	2200	17/2	187
4) Dalle en béton armé	2500	14	(0.15x2500)/ cos 31.72=440.85
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Lit de sable	1700	3	51
Total	/	/	782.85

Charges permanentes : $G = 782.85 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

II.7 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple centrée à L'ELU, en choisissant le poteau central, les poteaux de rive et d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression des d'exploitation.

II.7.1 Les étapes de calcul :

- On considère les poteaux les plus sollicités.
- On calcule la surface reprise par les poteaux.
- On détermine les charges et les surcharges revenant aux poteaux.
- On amènera le calcul à L'ELU (BAEL91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

La formule générale :

$$Br \geq (k\beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85/100) \cdot f_{ed})$$

Où

$$Nu \leq a \cdot ((Br f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A_s f_e / \gamma_s))$$

Tel que :

Br : La section réduite de poteau (en cm²) et **Br = (a-2cm) x (b-2cm)**

Nu : L'effort normal ultime **Nu = 1.35G + 1.5Q**

$$\left\{ \begin{array}{ll} k=1.10 & \text{si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k=1.20 & \text{et} \quad \text{si plus de la majeure partie des charges} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} & \text{est appliquée avant 28 jours} \\ K=1 & \text{pour les autres cas} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a **k=1**.

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b \quad ; \quad f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton **f_{c28} = 25Mpa** ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé **f_e = 400Mpa** ;

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ : est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'actions :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \Theta=1 & : T > 24h \dots\dots\dots \text{c'est notre cas} \\ \Theta=0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \Theta=0.85 & : T < 1h \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b=1,5 \\ \gamma_s=1,15 \end{array} \right.$$

$f_{bu} = 0,85.25/1,1,5 = 14.2\text{Mpa}$; $f_{ed} = 400/1,15 = 348\text{Mpa}$.

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} Si : & \lambda \leq 50 : \beta=1+0,2. (\lambda /35)^2 \\ Si : & 50 < \lambda < 70 : \beta=0,60(50/\lambda)^2 \end{array} \right.$$

Avec :

$\lambda = l_f \sqrt{12} / a \implies a$: le petit coté ;
 $\implies l_f$: la longueur de flambement ;

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$

(Pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL91 :

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{ll} a = \sqrt{(12/35 \times l_f)} & a = l_f / 10 \\ \alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times (\lambda / 35)^2) & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times (50 / \lambda)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

On choisi un élanement mécanique $\lambda=35$ pour faire par

$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$

D'où : $\beta = 1 + 0,2.1 = 1.2$

$Br \geq (k \beta Nu) / ((\Theta f_{bu} / 0,9) + (0,85/100).f_{ed})$

$Br \geq ((1.1,2.Nu.10^{-3}) / (1.(14,2/0,9) + (0,85/100).348)).10^4 = 0,64Nu \text{ (cm}^2\text{)}$

Br = 0,64 Nu (cm²)

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

❖ Charge permanente :

$N_G = G \times S$

G : charge permanente.

S : surface offerte majorée.

❖ *Charge d'exploitation :*

$$N_Q = Q \times S$$

Q : charge d'exploitation (avec dégression de charge).

S : surface offerte majorée.

❖ *Calcul de la charge limite ultime N_{ul} :*

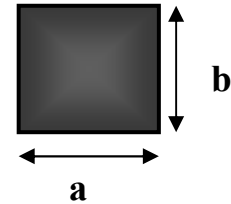
$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$B_r = 0,64 N_{ul} \text{ (cm}^2\text{)}$$

❖ *Détermination de la section :*

Pour une section carrée ($a=b$)

$$B_r = (a-0,02)^2 \text{ d'où: } a=b=\sqrt{B_r + 2} \text{ (en cm}^2\text{)}.$$



II.7.2 Localisation des poteaux les plus sollicités :

On calcule les dimensions des poteaux les plus sollicités :

- Poteau central
- Poteau de rive
- Poteau d'angle

II.7.3 Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

a) Poteau central :

$$S_{E-D} = 1/4[(5.8+8)(5.7+5)] = 36.92 \text{ m}^2$$

$$S = 36.92 \text{ m}^2$$

Le poteau central le plus sollicité est à une surface offerte : $S= 36.92 \text{ (m}^2\text{)}$

Avec une majoration de 15% sur la surface pour tenir compte les problèmes de continuité ; et une majoration de 15 % sur la charge surfacique pour tenir compte des poids poteaux et les poutres.

$$S' = 1.15 \times S = 42.45 \text{ m}^2$$

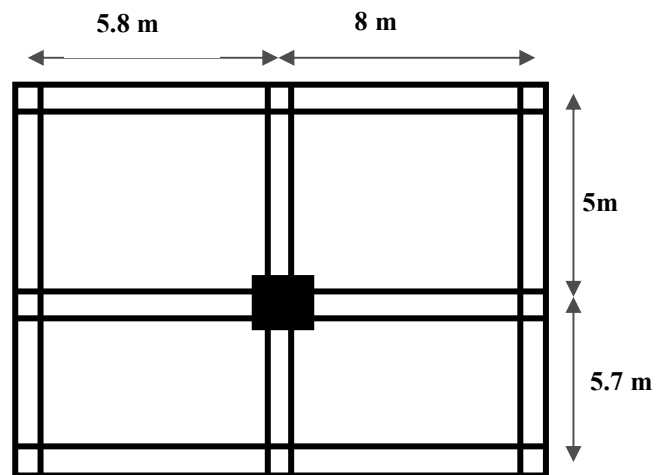


Figure II.11: Surface d'influence du poteau centrale

b) Poteau de rive :

❖ La surface revenant au poteau de rive est :

$$S = 1/2 S (\text{plancher})$$

$$S = 1/2(13.8 \times 5.7)$$

$$S = 19.65 \text{ m}^2$$

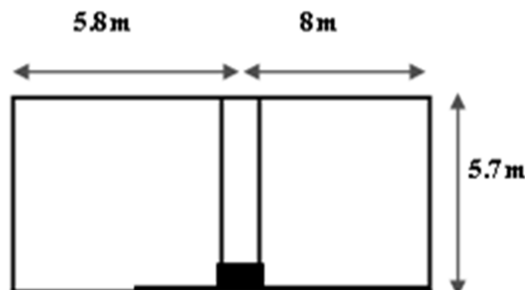


Figure II.12:surface d'influence du poteau central

❖ Estimation des charges et des surcharges revenant :

- **Au Niveau de la terrasse :**

$$G (\text{plancher terrasse}) = 7.47 \text{ KN/m}^2$$

$$Q (\text{plancher terrasse}) = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Pour tenir compte du poids propre du poteau, on doit majorer la charge permanente

(G_{terrasse}) de 10%

$$G_{\text{terrasse}} = (G \times S) =$$

$$G (\text{majoré}) = 1.1 \times G_{\text{terrasse}}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = Q \times S$$

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

- **Au Niveau de l'étage courant :**

$$G (\text{plancher de l'étage courant}) = 6.1 \text{ KN}$$

$$Q (\text{plancher de l'étage courant}) = 1.5 \text{ KN}$$

➤ Pour tenir compte du poids propre du poteau, on doit majorer la charge permanente

($G_{\text{étage}}$) de 10%

$$G_{\text{étage}} = [(G \times S)_{\text{plancher}}]$$

$$G (\text{majoré}) = 1.1 \times G_{\text{étage}}$$

$$Q_{\text{étage}} = (Q \times S)_{\text{plancher}}$$

- **Au Niveau de RDC :**

$$G (\text{plancher de l'étage courant}) = 5.30 \text{ KN}$$

$$Q \text{ (plancher de l'étage courant)} = 2.5 \text{ KN}$$

- Pour tenir compte de poids propre de poteau on doit majorer la charge permanent (G_{RDC}) de 10%

$$G_{RDC} = [(G \times S)_{\text{plancher}}]$$

$$G \text{ (majoré)} = 1.1 \times G_{RDC}$$

$$Q_{RDC} = (Q \times S)_{\text{plancher}}$$

c) Poteau d'angle:

- ❖ La surface revenant au poteau d'angle est :

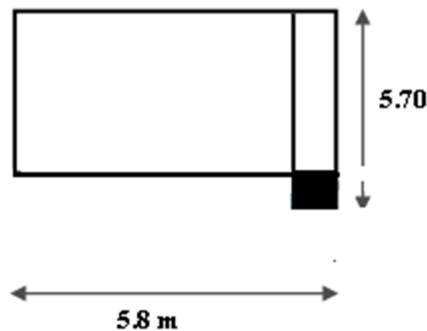


Figure II.13: surface d'influence du Poteau central

$$S = 1/2 S_{\text{Plancher}}$$

$$S = 1/2 (5.8 \times 5.7) = 16.53 \text{ m}^2$$

- ❖ Estimation des charges et des surcharges revenant :

- **Au Niveau de la terrasse :**

$$G \text{ (plancher terrasse)} = 676 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \text{ (plancher terrasse)} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

- Pour tenir compte du poids propre du poteau, on doit majorer la charge permanent

(G_{terrasse}) de 10%

$$G_{\text{terrasse}} = (G \times S)$$

$$G \text{ (majoré)} = 1.1 \times G_{\text{terrasse}}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = Q \times S$$

$$N_u = 1.35 G_{\text{terrasse}} + 1.5 Q_{\text{terrasse}}$$

- **Au Niveau de l'étage courant :**

$$G \text{ (plancher de l'étage courant)} = 6.10 \text{ KN}$$

$$Q \text{ (plancher de l'étage courant)} = 1.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{etage}} = [(G \times S)_{\text{plancher}}]$$

- Pour tenir compte du poids propre du poteau, on doit majorer la charge permanent

(G terrasse) de 10%

$$G \text{ (majoré)} = 1.1 \times G_{\text{étage}}$$

$$Q_{\text{étage}} = (Q \times S)_{\text{plancher}}$$

$$N_u = 1.35 G_{\text{étage}} + 1.5 Q_{\text{étage}}$$

- **Au Niveau de RDC :**

$$G \text{ (plancher de l'étage courant)} = 6.1 \text{ KN}$$

$$Q \text{ (plancher de l'étage courant)} = 2.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC}} = [(G \times S)_{\text{plancher}}]$$

➤ Pour tenir compte du poids propre du poteau, on doit majorer la charge permanente

(G terrasse) de 10%

$$G \text{ (majoré)} = 1.1 \times G_{\text{RDC}}$$

$$Q_{\text{RDC}} = (Q \times S)_{\text{plancher}}$$

$$N_u = 1.35 G_{\text{RDC}} + 1.5 Q_{\text{RDC}}$$

- **Loi de dégression :**

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

Les règles "BAEL 91 modifié 99" nous imposent d'appliquer la dégression des charges d'exploitation.

$$\text{Avec : } \sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

❖ *Dégression des charges d'exploitation :*

Niveau des planchers	charge d'exploitation	Σ charge d'exploitaion	Σ charge d'exploitation (kg/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	0.15
6	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	0.3
5	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0.95 (Q1+Q2)$	0.435
4	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0.9 (Q1+Q2+Q3)$	0.555
3	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)$	0.66
2	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0.8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	0.75
1	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	0.825
RDC	Q7	$\Sigma 7 = Q0 + 0.70 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)$	0.955
S-sol	Q8	$\Sigma 8 = Q0 + 0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)$	1.092

➤ Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux :

• **Poteau central :**

Tableau 2.1: la section du poteau central

Niveaux	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	G majoré (Kn/m ²)	G cumulée (Kn/m ²)	Q cumulée (Kn/m ²)	Nu (Kn/m ²)	Nu*S majoré (Kn)	Br (cm ²)	(a=b)	(axb) adopté
terrasse	7.08	1.5	8.22	7.436	1.5	12.28	521.28	/	/	/
6	5.6	1.5	6.71	13.266	3	22.409	951.26	608.80	26.67	40x40
5	5.6	1.5	6.71	19.096	4.35	32.30	1371.33	877.65	31.63	40x40
4	5.6	1.5	6.71	24.926	5.55	41.98	1781.84	1140.4	35.76	45x45
3	5.6	1.5	6.71	30.756	6.6	51.42	2182.80	1396.9	39.37	45x45
2	5.6	1.5	6.71	36.586	7.5	60.64	2574.2	1647.5	42.58	50x50
1	5.6	1.5	6.71	42.416	8.25	69.63	2956.07	1891.8	45.49	50x50
RDC	5.6	2.5	6.71	48.246	9.55	79.46	3372.95	2158.7	48.46	55x55
S-sol	5.6	4	6.71	54.076	10.92	89.4	3794.29	2428.3	51.28	55x55

• Conclusion :

Niveau	RDC et s-sol	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème}
Poteau	(55*55) cm ²	(50*50) cm ²	(45*45) cm ²	(40*40) cm ²

Selon l'article (*Art 7.4.1*) du *R.P.A 99 Version 2003* :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 30\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \implies \text{Zone IIa}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
(55x55)	Min (b, h) ≥ 30	Min (55x55) = 60	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(4.08/20)= 20.4	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.40/20)= 17	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
50x50	Min (b, h) ≥ 30	Min (50x50) = 50	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.40/20)= 17	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) ≥ 30	Min (45x45) = 40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.40/20)= 17	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 30	Min (40x40) = 35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.40/20)= 17	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée

• **Poteau de rive :**

Tableau 2.2: les sections des poteaux de rive

Niveaux	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	G majoré (Kn/m ²)	G cumulée (Kn/m ²)	Q cumulée (Kn/m ²)	Nu (Kn/m ²)	Nu*S (Kn)	Br (cm ²)	(a=b)	(axb) adopté
terrasse	7.08	1.5	8.22	7.436	1.5	12.28	241.30	/	/	/
6	5.6	1.5	6.71	13.266	3	22.409	440.33	281.82	18.78	30x30
5	5.6	1.5	6.71	19.096	4.35	32.30	634.69	406.2	22.15	30x30
4	5.6	1.5	6.71	24.926	5.55	41.98	824.90	527.94	24.97	30x30
3	5.6	1.5	6.71	30.756	6.6	51.42	1010.4	646.65	27.42	35x35
2	5.6	1.5	6.71	36.586	7.5	60.64	1191.6	762.6	29.61	35x35
1	5.6	1.5	6.71	42.416	8.25	69.63	1368.22	875.66	31.59	35x35
RDC	5.6	2.5	6.71	48.246	9.55	79.46	1561.4	999.28	33.61	40x40
S-sol	5.6	4	6.71	54.076	10.92	89.4	1756.71	1124.3	35.53	40x40

Conclusion :

Niveau	RDC et s-sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}
Poteau	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²	(30*30) cm ²

Vérification vis-à-vis du **R.P.A .99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 30\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \implies \text{Zone IIa}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(40 \times 40) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(4.08/20) = 20.4$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.40/20) = 17$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(35 \times 35) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.40/20) = 17$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	Condition vérifiée
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(30 \times 30) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.40/20) = 17$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	Condition vérifiée

• **Poteau d'angle :**

Tableau 2.3: les sections des poteaux d'angle

Niveaux	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	G majoré (Kn/m ²)	G cumulée (Kn/m ²)	Q cumulée (Kn/m ²)	Nu (Kn/m ²)	Nu*S (Kn)	Br (cm ²)	(a=b)	(axb) adopté
terrasse	7.08	1.5	8.22	7.436	1.5	12.28	202.98	/	/	/
6	5.6	1.5	6.71	13.266	3	22.409	370.42	237.06	17.39	30x30
5	5.6	1.5	6.71	19.096	4.35	32.30	533.92	341.70	20.48	30x30
4	5.6	1.5	6.71	24.926	5.55	41.98	693.92	444.11	23.07	30x30
3	5.6	1.5	6.71	30.756	6.6	51.42	849.97	543.98	25.32	35x35
2	5.6	1.5	6.71	36.586	7.5	60.64	1002.37	641.52	27.32	35x35
1	5.6	1.5	6.71	42.416	8.25	69.63	1150.98	736.62	29.14	35x35
RDC	5.6	2.5	6.71	48.246	9.55	79.46	1313.47	840.62	31.35	40x40
S-sol	5.6	4	6.71	54.076	10.92	89.4	1477.7	945.78	32.75	40x40

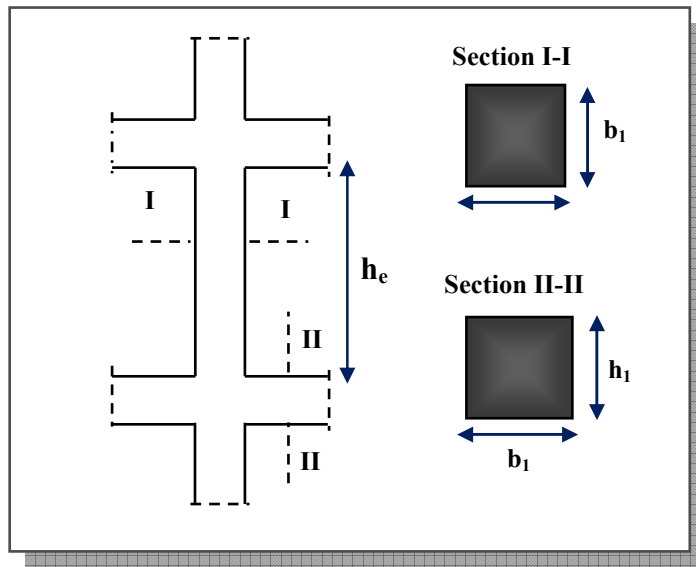
• Conclusion :

Niveau	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}
Poteau	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²	(30*30) cm ²

Vérification vis-à-vis du R.P.A .99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 30\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \implies \text{Zone IIa}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
40x40	Min (b, h) ≥ 30	Min (40x40) = 40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(4.08/20)= 20.4	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.40/20)= 17	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 30	Min (35x35) = 35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.40/20)= 17	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b/ h) = 1	Condition vérifiée
30x30	Min (b, h) ≥ 30	Min (30x30) = 30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.40/20)= 17	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b/ h) = 1	Condition vérifiée



- Commentaire :

Il est évident que les calculs relatifs aux poteaux de **rive** et **d'angle** ont conduit à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau **central (le plus sollicité)** mais pour des raisons pratiques et afin de créer une homogénéité architecturale, on adopte les dimensions du poteau central pour tous les poteaux.

- **Vérification au flambement** :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a.b$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

Niveau	La section	λ	$\lambda \leq 35$
S-SOL , RDC	(55*55)	22.78	Vérifiée
1 ^{ère} , 2 ^{ème}	(50*50)	16.84	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	(45*45)	18.55	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	(40*40)	21.2	Vérifiée

- Conclusion :

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

Calcul des éléments secondaires

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont : les escaliers, l'acrotère, la salle machine ...etc.

III.1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

a) Dimension de l'acrotère:

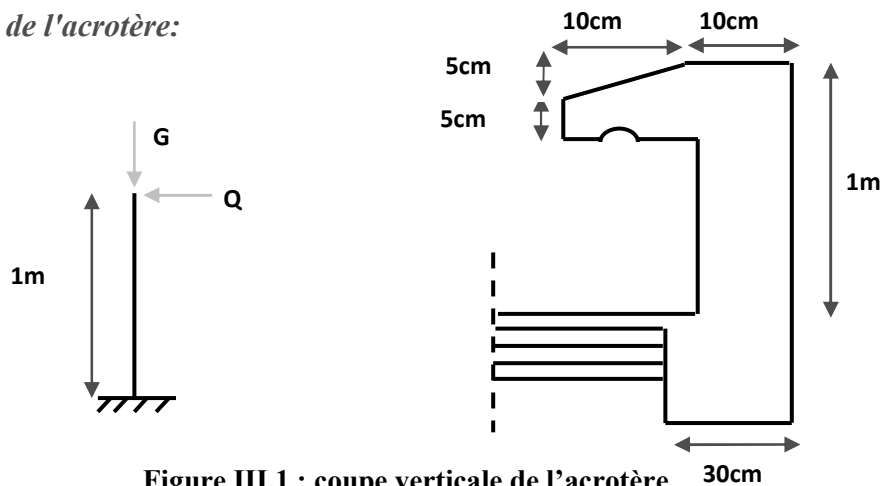


Figure III.1 : coupe verticale de l'acrotère

b) Schéma statique:

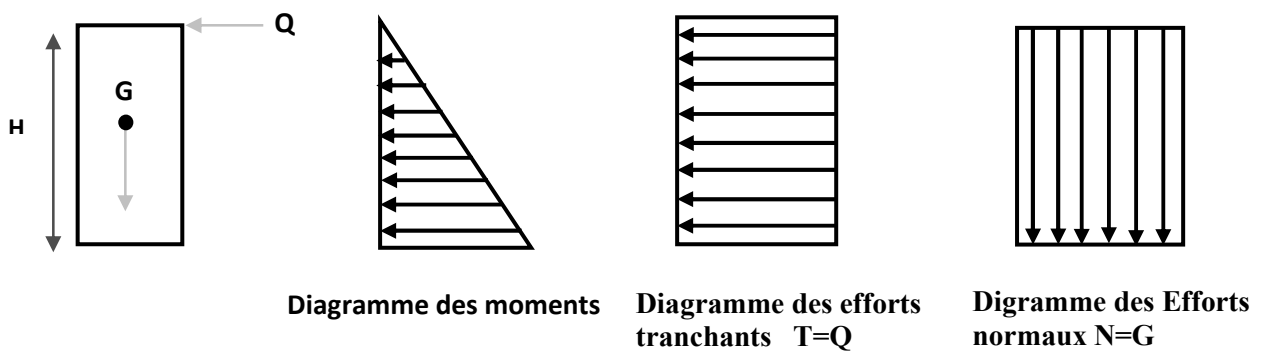
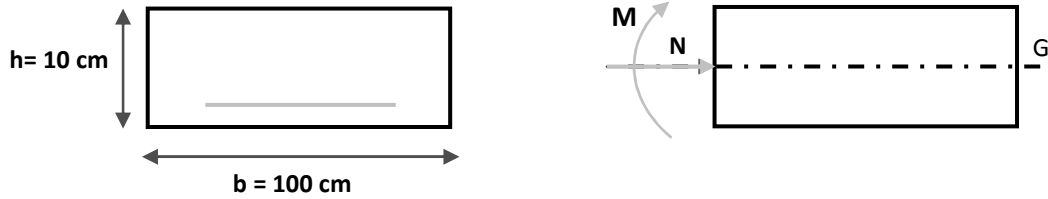


Figure3.2 : schéma statique de l'acrotère.

c) Détermination des sollicitations:



- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S$.

$$\rho = 25 \text{ KN/ml}$$

$$G = 3.8125 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,1525 \text{ m}^2,$$

- Charge d'exploitation : $Q = \max(1 \text{ KN/m}, F_p)$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 3.8125 \text{ KN}$
- La force sismique F_p :

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 :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Ou :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$A = 0.25$ (zone sismique II_b ; groupe d'usage 1A).

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).

$W_p = 3.8125 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 3.8125 = 3.05 \text{ KN/ml}.$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max\{1 ; 1.1\} \text{ KN/m} \implies Q = 1.1 \text{ kN/ml}.$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 1.1 \text{ KN}$

d) Combinaison de sollicitation :

➤ A L'ELU:

$$N_U = 1.35 \times G = 5.14 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.65 \text{ KN.m}$$

➤ A L'ELS :

$$N_s = N_G = 3.81 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = 1.1 \text{ KN.m}$$

	N (KN)	M (KN. m)
Etat limite ultime	5.14	1.65
Etat limite service	3.81	1.1

III.1.1 Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (1ml). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU:

❖ Position du centre de pression :

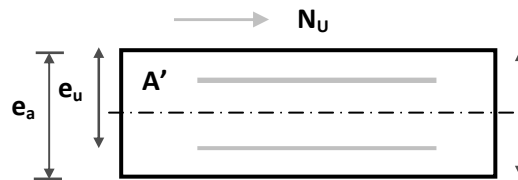
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{1.65 \times 10^2}{5.14} = 32.07 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 32 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u$$



Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcule en flexion simple :

❖ Moment fictif :

$$N_u = 5.14 \text{ KN}$$

$$M_f = N_u \times e_f \implies e_f = e_u + h/2 - c = 32 + 10/2 - 2 = 35 \text{ cm.}$$

$$M_f = 5.14 \times 0.35 = 1.79 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{1.65 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2} = 0.011$$

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

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0.371$$

$$\gamma = \frac{1.65}{0.66} = 2.5$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies$ La section est simplement armée, donc : $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.0138$$

Donc : $\beta = 0.994$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.65 \times 10}{0.994 \times 0.08 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

c) **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.59 - \frac{5.14 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.147 \text{ cm}$$

III.1.2 Vérification à L'ELU :

a) **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99):**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$.

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0.45 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{38 - 0.445 \times 8}{38 - 0.185 \times 8}$$

$$A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\begin{cases} e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{1.1}{3.81} = 2.88 \text{ m} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$A_s = 0.31 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2 \implies$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$\implies A_s = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\implies Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$\implies S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement: (Art III.2 / BAEL 91):

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa. \text{ (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{1.65 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,02MPa \text{ Avec : } V_U = Q \times 1.5 = 1.1 \times 1.5 = 1.65 \text{ KN.}$$

$\tau_u = 0.02MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies$ la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \text{ avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,048cm$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1,65 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 1005} = 0,022MPa$$

$\tau_{se} = 0,022MPa < \bar{\tau}_{se} = 1,65 \times 2,1 = 3,46MPa \implies$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.1.3 Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton

a) Dans le béton:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15Mpa$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] & \text{(Moment d'inertie)} \\ y : \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

• Position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0 \implies Y = 1.91 \text{ cm.}$$

• Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \implies I = 1350.46cm^4$$

$$D'où : K = \frac{0,66 \times 10^{-3}}{1350,46 \times 10^{-8}} = 48,87 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0191 \times 48,87 = 0,93 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	1.1	2.01	1.35x10 ³	1.91	48.87	0.93	15	C.V

b) Dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1,6$ pour des HA > 6 mm

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226,6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}, 201,6 \text{ MPa}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \quad \text{Tel que } n = 15.$$

$$\sigma_s = 44,64 \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'écartement des barres:

• **Armatures verticales:**

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification au flambement:

• **Calcul de l'élanement :**

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

Avec :

λ : Elancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0.6) = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

• **Vérification à l'élançement :**

$$\lambda \leq \max [50; \min (\frac{67e_u}{h}; 100)] = \max [50; \min (261.3; 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50; 100) = 100 \quad \implies \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Schéma de ferrailage :

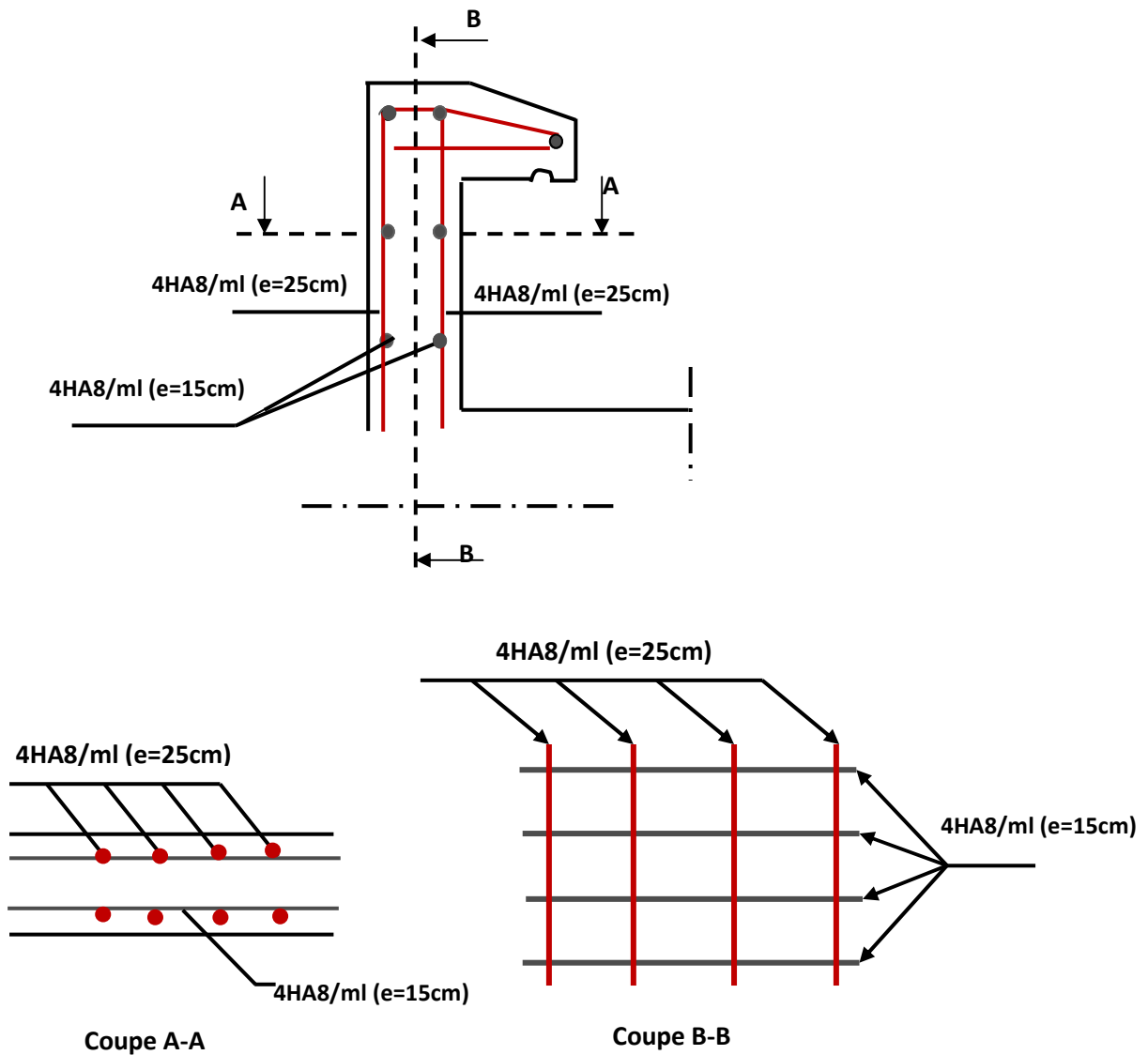


Figure 3.3 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

III.2 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.2.1 Calcul des sollicitations :

- Pour étage courant : ($e = 15 \text{ cm}$)

Les charges	paillasse	Palier de repos
Charge permanente $G \text{ [KN/m}^2\text{]}$	7.86	5.40
Charge d'exploitation $Q \text{ [KN/m}^2\text{]}$	2.5	2.5

a) Combinaisons des charges :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Paillasse : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.86) + (1.5 \times 2.5) = 14.36 \text{ KN/m}$.
- Palier de repos : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.40) + (1.5 \times 2.5) = 11.04 \text{ KN/m}$

➤ à L'ELS :

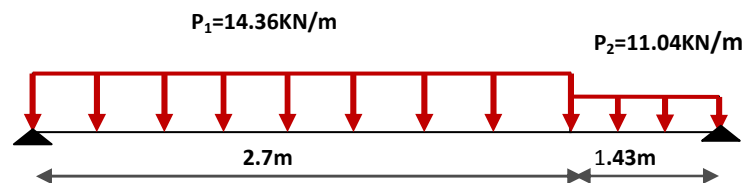
$$P_s = G + Q$$

- Paillasse : $P_s = G + Q = 7.86 + 2.5 = 10.07 \text{ KN/m}$
- Palier de repos : $P_s = G + Q = 5.40 + 2.5 = 7.9 \text{ KN/m}$

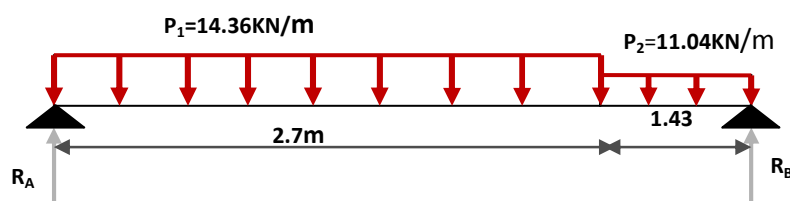
b) Calcul des sollicitations :

➤ à L'ELU :

- Schéma statique :



- Calcul des réactions :



$$\begin{aligned} \sum F_y=0 &\implies R_A+R_B = P_1 \times 2.7 + P_2 \times 1.43 \\ &\implies R_A+R_B = (14.36 \times 2.7) + (11.04 \times 1.43) = 54.56 \text{ KN} \\ &\implies \mathbf{R_A+R_B = 54.566 \text{ KN}} \\ \sum M_{/A}=0 &\implies (R_B \times 4.13) - (P_1 \times 2.7^2/2) - (P_2 \times 1.43 \times 3.42) = 0 \implies \mathbf{R_B=25.72 \text{ KN}} \\ \sum M_{/B}=0 &\implies (R_A \times 4.13) - (P_2 \times 1.43^2/2) - (P_1 \times 2.7 \times 2.4) = 0 \implies \mathbf{R_A=28.83 \text{ KN}} \end{aligned}$$

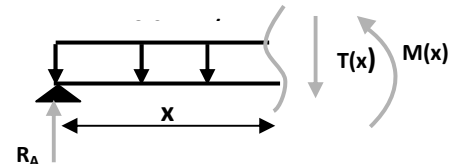
★ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.7 \text{ m}$:

$$T(x) = -P_1(x) + R_A$$

$$T(x) = -14.36x + 28.83$$

$$\implies \begin{cases} T(0) = 14.47 \text{ KN.} \\ T(2.7) = -9.94 \text{ KN.} \end{cases}$$



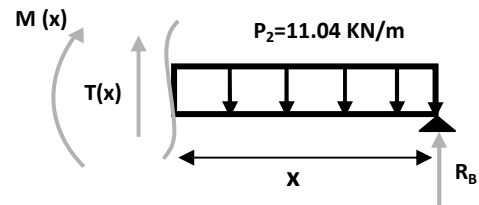
$$\begin{aligned} M(x) &= -P_1(x^2)/2 + R_A(x) \\ M(x) &= -14.36 x^2 + 28.83x \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.7) = -26.84 \text{ KN.m} \end{cases} \\ dM_u(x) / dx &= 0 \\ T(x) &= -14.36x + 28.83 = 0 \\ x &= 2 \text{ m} \qquad M_{\max} = 13.5 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

❖ Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.43 \text{ m}$:

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

$$T(x) = 11.04 x - 25.72$$

$$\implies \begin{cases} T(0) = -25.72 \text{ KN.} \\ T(1.43) = -9.03 \text{ KN.} \end{cases}$$



$$M(x) = -P_2(x^2)/2 + R_B(x)$$

$$M(x) = 11.04(x^2) + 25.72(x)$$

$$\implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.7) = 149.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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.

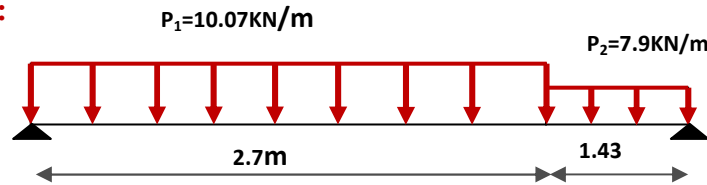
- $M_z^{\max} = 13.5 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 13.5 = -4.04 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 13.5 = 11.47 \text{ KN.m}$

- Tableau récapitulatif des moments :

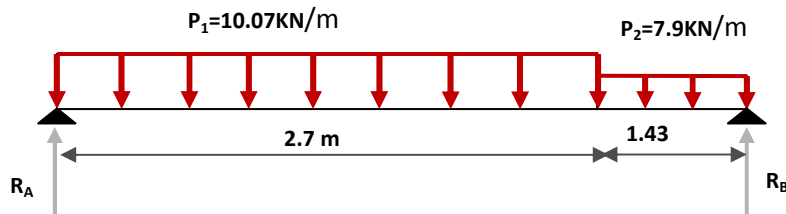
L'ETAT	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELU	4.04	11.47

➤ à L' ELS :

- Schéma statique :



- Calcul des réactions :



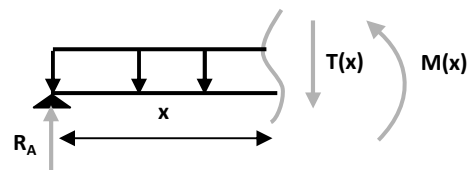
$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\implies R_A + R_B = P_1 (2.7) + P_2 (1.43) \\ &\implies R_A + R_B = 10.07 (2.7) + 7.9 (1.43) \\ &\implies \mathbf{R_A + R_B = 38.48KN} \\ \sum M_A = 0 &\implies R_B (4.13) - P_1 \frac{(2.7)^2}{2} - P_2 (1.43) (3.42) \implies \mathbf{R_B = 18.22KN} \\ \sum M_B = 0 &\implies R_A (4.13) - P_2 \frac{(1.43)^2}{2} - P_1 (2.7) (2.7) \implies \mathbf{R_A = 20.48KN} \end{aligned}$$

* **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

❖ **Tronçon 1 : 0 m ≤ x ≤ 2.7 :**

$$T(X) = - P_1 (x) - R_A$$

$$T(x) = - 10.07 x + 20.48$$



$$\begin{aligned} \implies \begin{cases} T(0) = 20.48 \text{ KN} \\ T(2.7) = - 4.41 \text{ KN} \end{cases} \\ M(x) = -P_1 \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A (x) \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.7) = -52.93 \text{ KN.m} \end{cases} \\ M(x) = -10.07(x^2) + 20.48(x) \end{aligned}$$

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \implies T(X) = - 10.07(x) + 20.48 = 0 \implies \mathbf{x = 2 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = -10.07 (2)^2 + 20.48 (2) \implies M_{\max} = 0.68 \text{ KN.m}$$

❖ Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.43$:

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

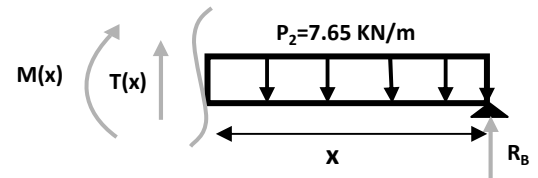
$$T(x) = 7.9 x - 18.22$$

$$\implies \begin{cases} T(0) = -18.22 \text{ KN} \\ T(1.43) = -6.9 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M(x) = -P_2 \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B(x)$$

$$M(x) = -7.9 x^2 + 18.22 x$$

$$\implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.43) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



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.

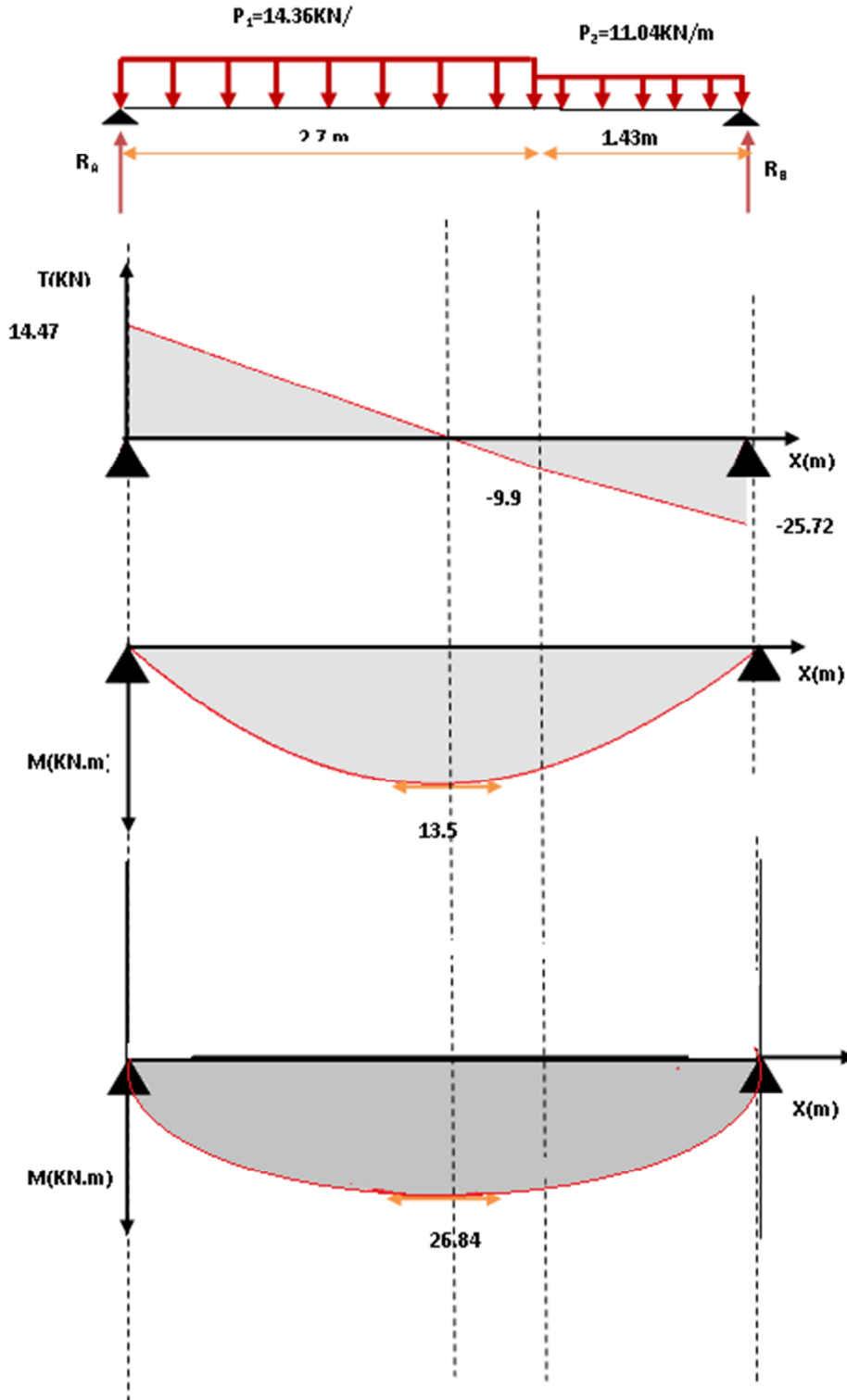
Donc :

- Aux appuis : $M_{Sa} = -0,3 M_Z^{\max}$
- En travées : $M_{St} = 0.85 M_Z^{\max}$
- Tableau récapitulatif des moments :

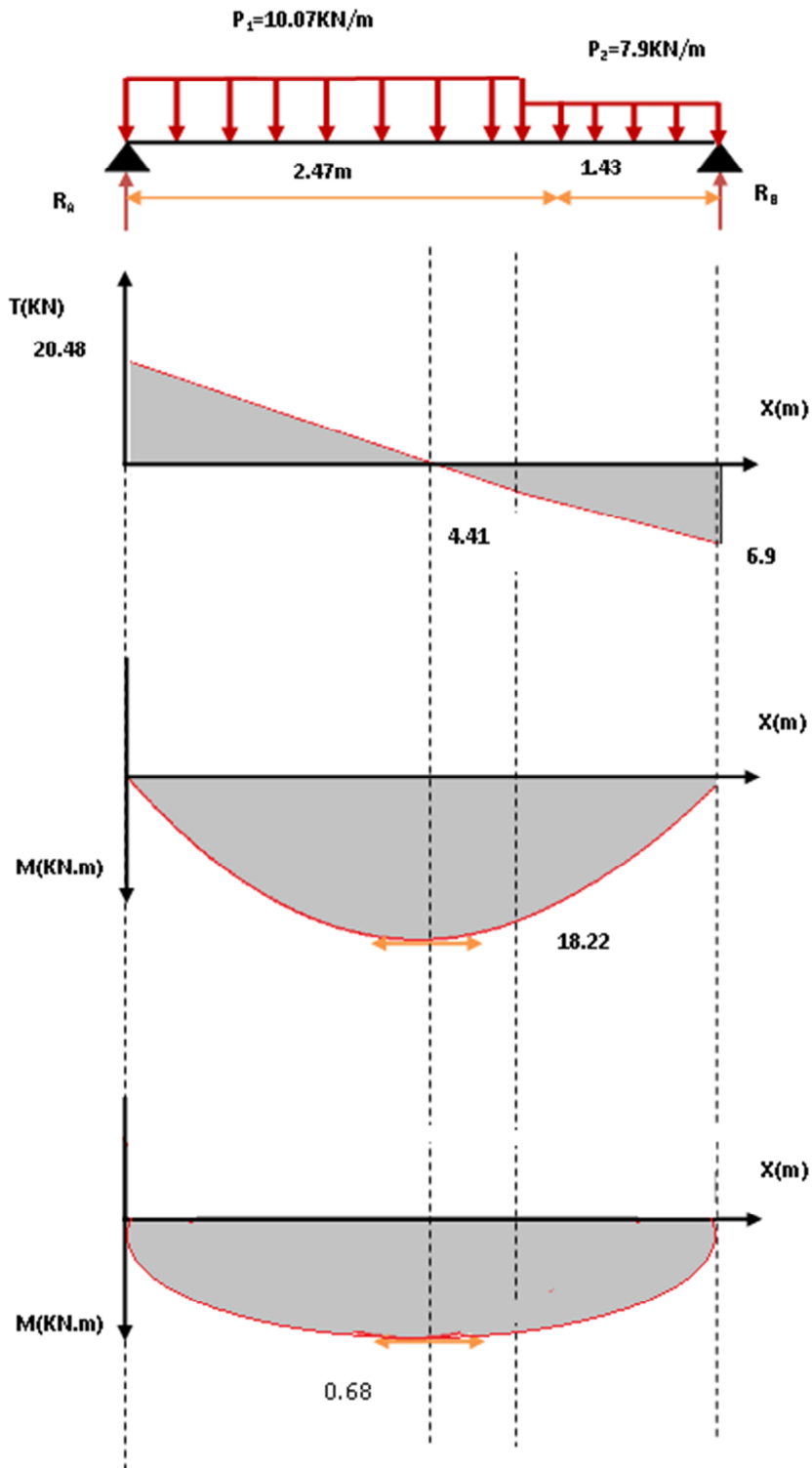
L'ETAT	M_{appuis} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
ELS	0.204	0.578

III.2.2 Diagramme des moments et des efforts tranchants :

➤ à L'ELU :



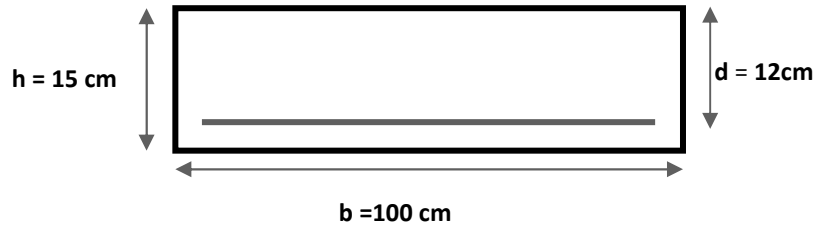
➤ à L'ELS:



III.2.3 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 :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 12 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$;

FeE400; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MP}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.44 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0,031 \implies \mu_{bu} = 0.031$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{6.44}{4.63} = 1.39 \implies \gamma = 1.39$$

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

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \times [(3440 \times 1.39) + (49 \times 25) - 3050] = 0.29 \implies \mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0,031 < \mu_{lu} = 0,29 \implies A = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0.031 < 0,275 \implies \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 12(1 - 0,6 \times 0,031) = 11.77 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{6.44 \times 10}{0.117 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 1.58 \text{ cm} \implies \text{on adopte: } \boxed{5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \implies St = 20 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte: } \boxed{4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \implies St = 25 \text{ cm}$$

➤ En travée :

1) Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.25 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0,01 \implies \mu_{bu} = 0.01$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{18.25}{13.13} = 1.39 \implies \gamma = 1.39$$

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

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \times 1.39) + 49 \times 25 - 3050 = 0.29 \implies \mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < \mu_{lu} = 0.292 \quad A' = 0 \text{ (section simplement armée (S.S.A))}$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < 0.275 \implies \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 12 (1 - (0.6 \times 0.01)) = 11.9 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{z_b f_{ed}} = \frac{18.25 \times 10}{0.119 \times 348} = 4.40 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte: } \boxed{5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2. \implies S_L = 20 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \implies \boxed{4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \implies St = 25 \text{ cm}$$

b) Verifications:

➤ aux appuis:

1) Condition de non fragilité:

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{cases} \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (12) \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \implies A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

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 :

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (42; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

h = l'épaisseur de la paillasse (h = 14cm)

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

- **Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(56; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

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.

$$(T_u \text{ max} = 24.46 \text{ KN})$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \implies \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.203 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,203 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

- **Conclusion :**

Il n'y a 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.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement. } (\psi_s=1,5 \text{ pour FeE400})$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres,

ϕ : Diamètre des barres ($\phi=12\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{24.46}{0.9 \times 0.12 \times 5\pi \times (12)} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.20 < 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

- **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 :

$$T_u^{\max} < \overline{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a = 0,9d = a = (0,9) \times (12) = 10,8 \text{ cm (longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\max} = 24,46 \text{ KN}$$

$$\overline{T}_U = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 1 \times 10,8 \times 10 = 720 \text{ KN}$$

$$T_u = 24,46 \text{ KN} \leq \overline{T}_U = 720 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

- Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 24,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 6,44 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15 \times 10}{400} \left[24,66 + \frac{6,44}{0,9 \times 0,12} \right] = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

6) Contrainte de compressions dans le béton ELS:

(La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

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

$$b = 1\text{m}; h = 14\text{cm}; d = 0,9h = 12 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K.Y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad ; \quad A_s' = 0; \quad A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	4.63	3.93	5.657*10 ³	3.21	81.84	2.63	15	C.V

➤ **En travée :**

1) **Condition de non fragilité:**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{cases} \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (12) \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \implies A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

2) **Vérification de disposition d'armature :**

(Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

- Armature longitudinale :**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (42; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

Avec :

h = l'épaisseur de la paillasse (h = 14cm)

- Armature de répartition :**

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = \min (56; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

3) **Contrainte de compressions dans le béton ELS:**

(La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

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

$$b = 1\text{m}; h = 14\text{cm}; d = 0.9h = 12\text{cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \implies A_s' = 0, A = 5.65 \text{ cm}^2$$

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

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

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	13.13	5.65	7.526x10 ³	3.74	174.46	6.53	15	C.V

- Tableau recapitulative des ferriages:

	A _s (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{repartition} (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 = 145cm)

Les charges	paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	7.86	5.40
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5
Poids de la maçonnerie [KN/m]	8.97	

a) Combinaison de charges :

➤ à L'ELU :

- Paillasse : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.86) + (1.5 \times 2.5) = 14.36$ KN/m
- Palier de repos : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.4) + (1.5 \times 2.5) = 11.04$ KN/m.
- Poids de maçonneries : $P = 1.35 \times 8.97 = 12.11$ KN.

➤ à L'ELS :

- Paillasse : $P_s = G + Q = 7.86 + 2.5 = 10.36$ KN/m.
- Palier de repos : $P_s = G + Q = 5.40 + 2.5 = 7.9$ KN/m
- Poids de maçonneries : $P = 1 \times 8.97 = 8.97$ KN.

- 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	2.92	3.93	5.657.10 ³	3.21	51.61	1.66	15	C.V

➤ **Aux travées:**

- 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	8.28	5.65	7.52x10 ³	3.74	110.01	4.12	15	C.V

- Tableau recapitulative des ferriages:

	A _s (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{repartition} (cm ²)	choix
Appuis	0.99	3.93	1.45	5HA10	3.14	4HA10
Travée	2.87	5.65	1.45	5HA12	3.14	4HA10

- Schéma de ferrailage d l'escalier :

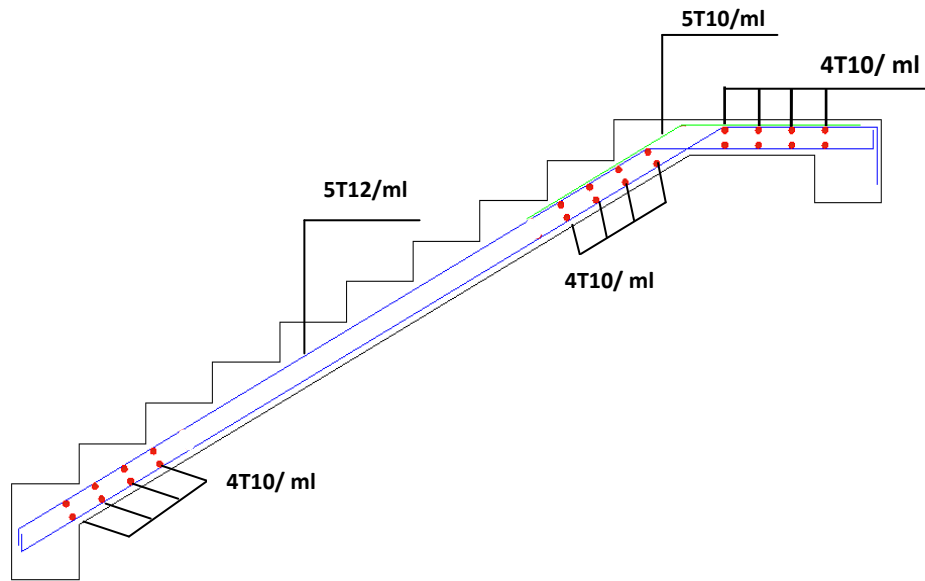


Figure3.5: schéma de ferrailage Escalier étage courante

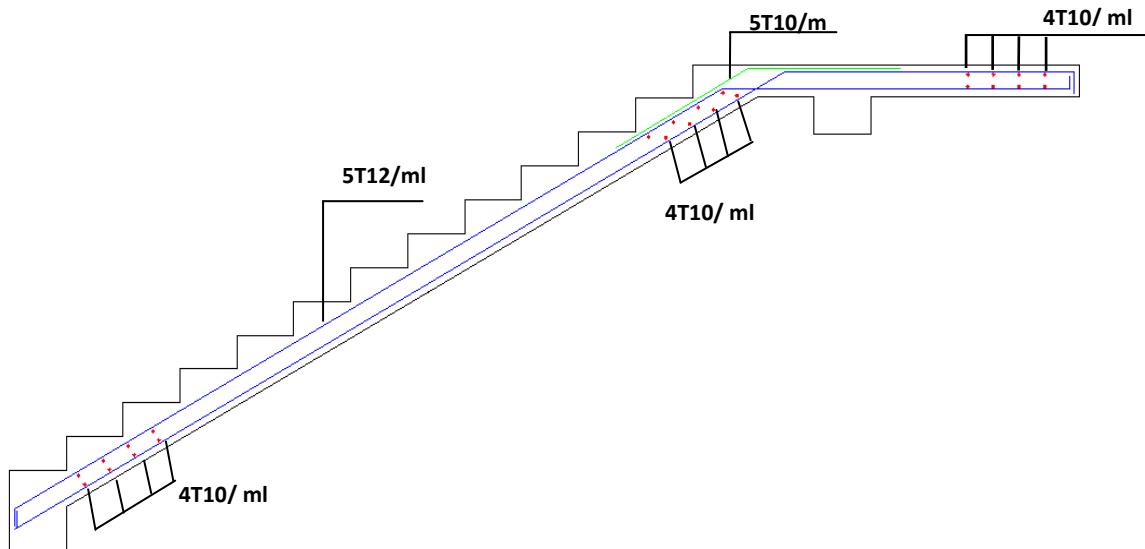


Figure3.6: schéma de ferrailage Escalier RDC

III.2.4 Etude de la poutre palière :

➤ **Pour étage courant :**

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

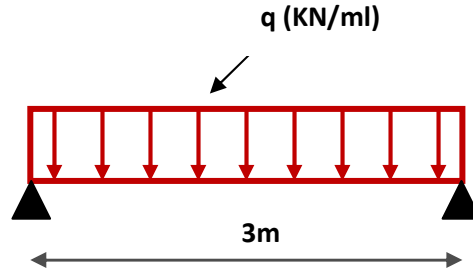


Figure 3.7: schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

1) Pré dimensionnement de la poutre palière:

Selon le **BAEL 91[2]**, les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies 20 \leq h \leq 30cm \implies h = 25 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \implies 7.5 \leq b \leq 15cm \implies b = 15cm. \end{array} \right.$$

On adopte: (b x h) = (30x35).

• **Verification:**

Le **RPA99 [1]** préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35cm \geq 30cm \dots\dots\dots OK. \\ b = 30cm \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots OK. \\ 1. \frac{h}{b} = 16cm \leq 4 \dots\dots\dots OK. \\ 2. \end{array} \right.$$

Nous prenons : h =35 cm ; b =30 cm.

2) Chargement de la poutre palière:

La poutre palière est soumise à:

1. Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m.
2. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
3. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.2 (3.06 - 0.35) \frac{1}{2} = 2.981 \text{ KN/ml.}$
4. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:
 - **ELU:** $R_b = 24.49 \text{ KN.}$
 - **ELS:** $R_b = 17.64 \text{ KN.}$

3) Combinaison de charge:

➤ **À l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.625 + 2.981) + 24.49 = 32.05 \text{ KN/ml.}$$

➤ **À l'ELS :**

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 2.625 + 2.981 + 17.65 = 23.25 \text{ KN/ml.}$$

4) Calcul des sollicitations :

➤ À l'ELU :

• **Moment isostatique:**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 32.05 \times \frac{(3)^2}{8} = 36.05 \text{ KNm}$$

• **Effort tranchant:**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{32.05 \times 3}{2} = 48.07 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 36.05 = -10.81 \text{ KN.m} \implies M_a = -10.81 \text{ KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 30.64 \text{ KN.m} \implies M_t = 30.64 \text{ KN.m}$

➤ À l'ELS:

• **Moment isostatique:**

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 23.25 \times \frac{(3)^2}{8} = 26.15 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant:**

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{23.25 \times 3}{2} = 34.86 \text{ KN}$$

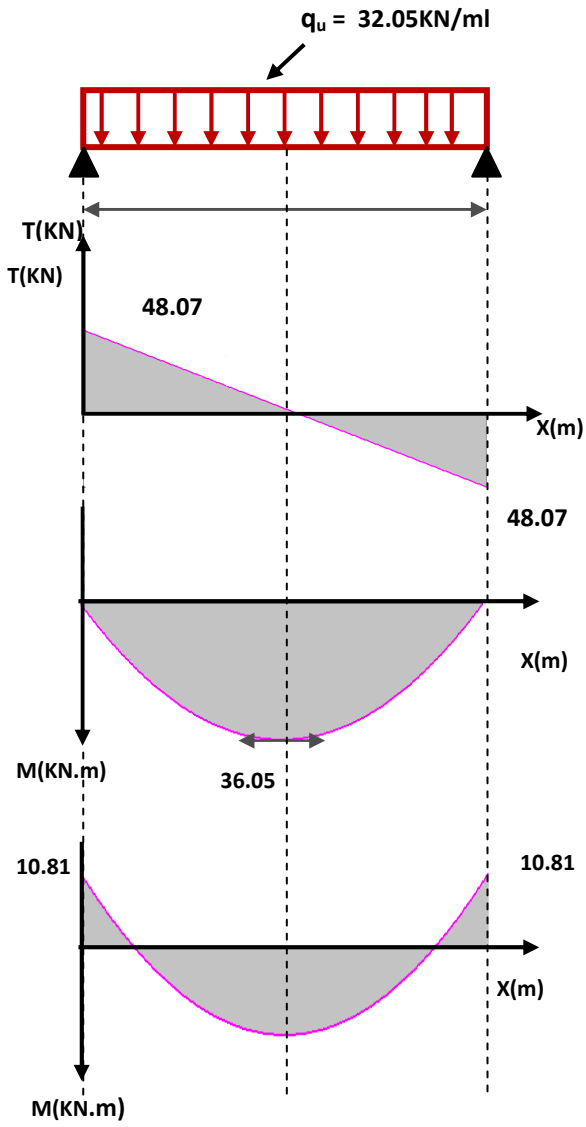
Pour tenir compte de semi encastrement:

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -7.84 \text{ KN.m}$

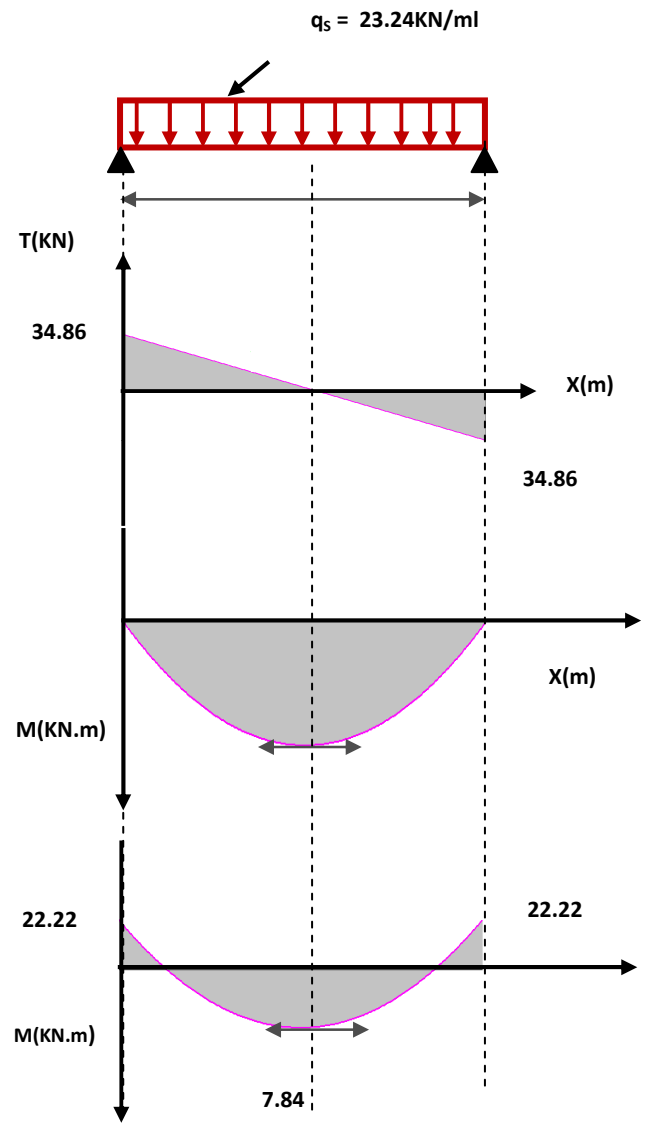
Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 22.22 \text{ KN.m}$

5) Diagramme des moments et des efforts tranchants :

À l'ELU :



À l'ELS :



6) Calcul des armatures :

➤ En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.81 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 \implies \mu_{lu} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_{lu} = 0,288 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée. S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < 0,275 \implies \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.32(1 - (0.6 \times 0.024)) = 0.31 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{10.81 \times 10}{0.31 \times 348} = 1 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30.64 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14,2} = 0.070$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SR}} = \frac{30.64}{22.22} = 1.38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 \implies \mu_{lu} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.070 < \mu_{lu} = 0,292 \implies A' = 0 \text{ (section simplement armée .S.S.A.)}$$

$$\mu_{bu} = 0.070 < 0,275 \implies \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.32(1 - (0.6 \times 0.070)) = 0.30.$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{30.64 \times 10}{0.30 \times 348} = 2.93 \text{ cm}^2 \implies \text{On adopte}$$

$$A_t = 3\text{H}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

7) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appuis: } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

$$\text{En travée: } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

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

$$T_u^{\max} = 48.07 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{48.07 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ pour FeE400

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

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{48.07 \times 10^{-3}}{0.9 \times 320 \times 3\pi \times (12)} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc: pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) 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).

$$T_u^{\max} < \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$a = 0,9d$ (longueur de l'appui)

$$T_u^{\max} = 48.07 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_U = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$$

$$T_U = 48.07 \text{ KN} \leq \bar{T}_U = 576 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

● Influence sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 47.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 10.81 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[48.07 + \frac{10.81}{0.9 \times 0.32} \right] = 2.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 2.46 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

• **Calcul des armatures transversales:**

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(28.8, 40) = 28.8\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{St=20 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \quad \Longrightarrow \quad A_t \geq \frac{b x S_t x 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 10$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

8) Vérification à L'ELS :

a) *Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).*

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 32} = 0,00353 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V} \\ \bullet \frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0.116 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V} \\ \bullet \frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0.116 \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_u} = \frac{22.22}{10 \times 26.14} = 0,085 \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Tel que : M_t : moment dans les travers

M_u : moment d'une poutre isostatique

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) *Contrainte de compression dans le béton ELS:*

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

• Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

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

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

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

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M ser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	22.22	3.39	34.1832x10 ³	8.85	65	5.76	15	C. Vérifié
appui	7.84	3.39	34.1832x10 ³	8.85	22.93	2.03	15	C. Vérifié

9) Etude de la poutre à la torsion: (Selon BAEL91 révisé99)

a) Armatures longitudinales:

$$M_{tor} = 6.44 \text{ KN.m};$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{tor} = \frac{1.15 \times 100 \times M_{tor} \times \Omega}{2\mu f_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 6.44 \times 0.075 \times 10^{-2}}{2 \times 1.1 \times 400}$$

$$A_{tor} = 6.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.31 \text{ cm}^2$$

b) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{0.01 \times M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{0.01 \times 6.44 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 8.58 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_{uTot} = \sqrt{\tau_{utor}^2 + \tau_U^2} = \sqrt{(8.58 \times 10^{-3})^2 + 0.5^2} = 0.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{uTot} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

c) Armatures transversales:

$$A_{trtor} = \frac{1.15 \times M_{tor} \times S_t}{2\Omega f_e} = \frac{1.15 \times 6.44 \times 0.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.246 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.246 \text{ cm}^2$$

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

10) Ferrailage finale de la poutre palière:

a) Armatures longitudinales:

• **En travée:**

$$A_S = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{6.31}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$A_S = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{6.31}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversals:

$$A = A_{tr\ tor} + A_t \implies A = 0.246 + 0.6 = 0.846 \text{ cm}^2.$$

Armatures longitudinal (cm ²)		Armature transversals (cm ²)
Travée	Appui	
3HA14 + 3HA10 = 6.98	3HA14 + 3HA10 = 6.98	Cad + etr Ø10 = 1.57

• Schéma de ferrailage de la poutre palière :

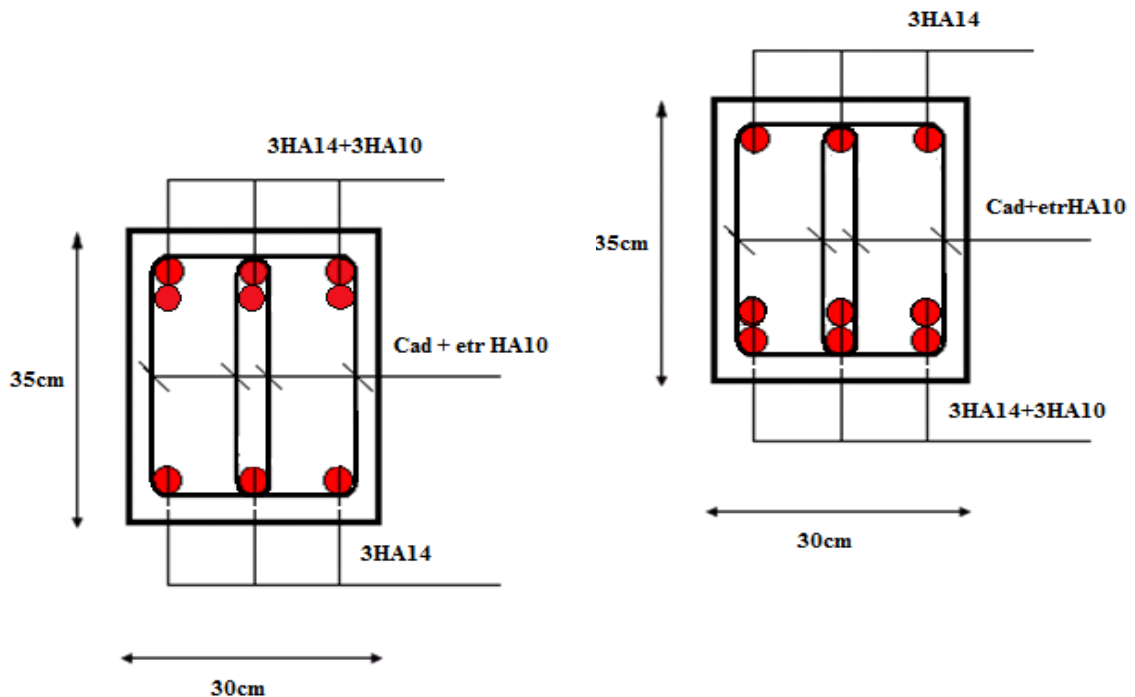


Figure 3.8: Ferrailage de la poutre palière

➤ Pour RDC :

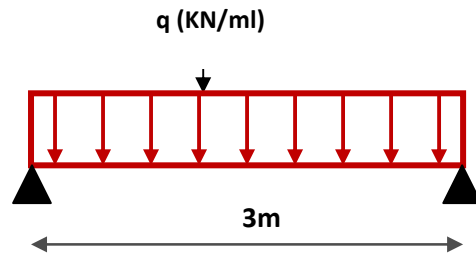


Figure 3.9 : Schéma statique de la poutre palière (RDC)

• 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	39.58	5.65	50.68x10 ³	10.91	78.09	8.52	15	C.Vérifié
appui	13.97	4.62	43.54x10 ³	10.06	32.08	3.23	15	C.Vérifié

• Schéma de ferrailage de la poutre palière

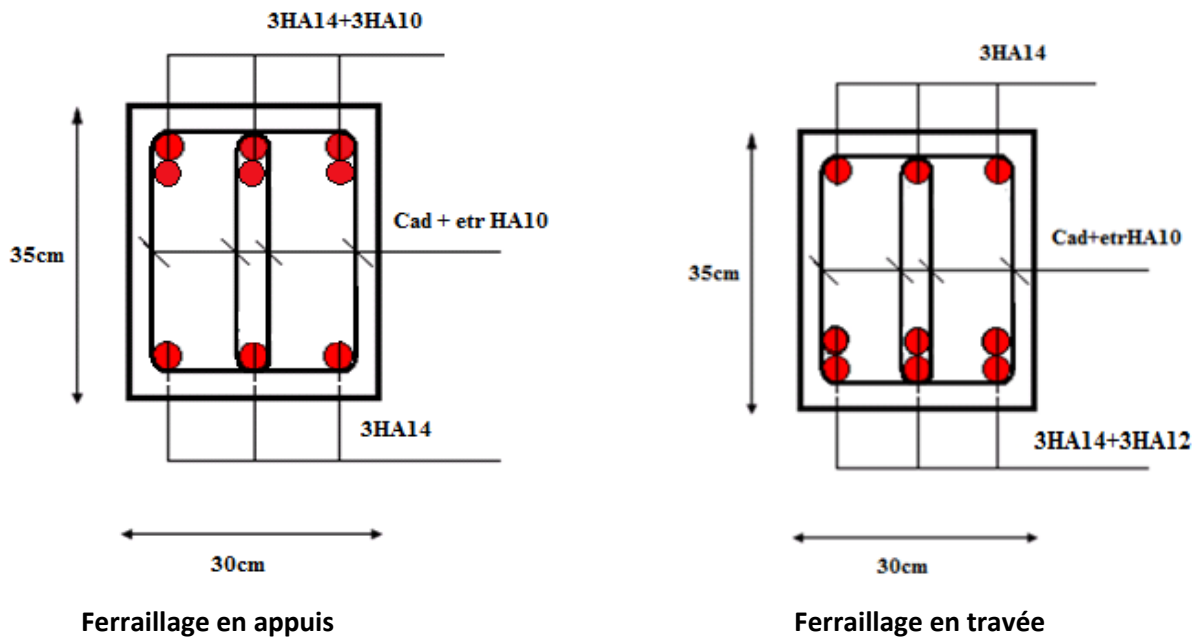


Figure 3.10 : Ferrailage de la poutre palière (RDC)

III.3 Calcul du plancher:

- Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment. Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (20+5) associés à des poutrelles. Le plancher à corps creux est constitué de :
 - Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
 - Remplissage en corps creux (Hourdis); sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **20cm**.
 - Une dalle de compression en béton de **5 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures (Treillis soudés) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

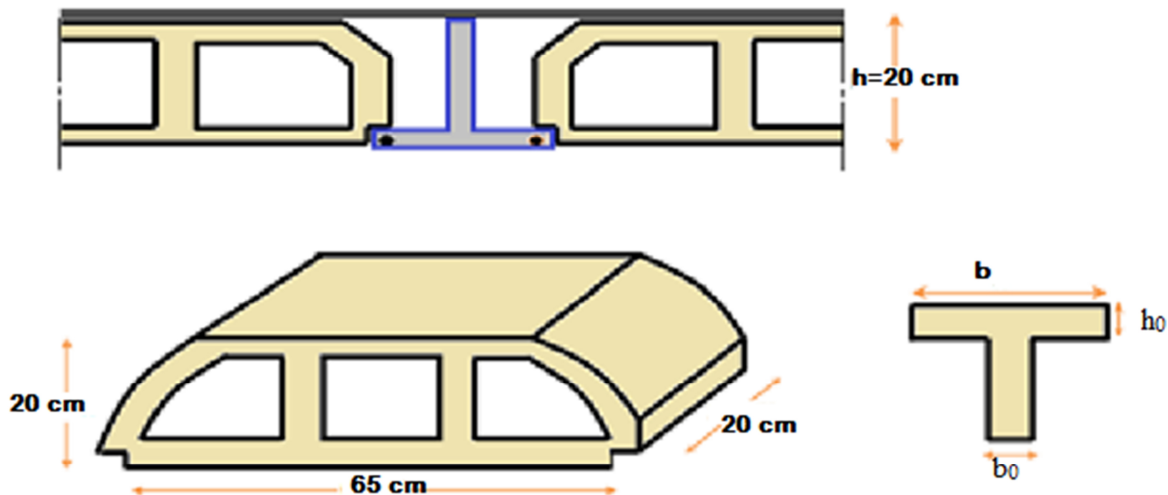


Figure III.19. Schéma coupe verticale du plancher

2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

Avec : $g = 0.65 G$ et $q = 0.65 Q$

- **Suivant le sens Y-Y :** Les charges supportées par la poutrelle sont :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_s (KN.m)
Terrasse accessible	7.08	1.5	4.60	0.65	7.185	5.25
Étage courant	5.6	1.5	3.64	0.98	6.384	4.62
Étage RDC	5.6	2.5	3.36	1.625	6.973	4.985

III.3.1 Les charges supportées par la poutrelle

On calcule la console la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les autres consoles des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas du **RDC** : $q_u=7.185\text{KN/m}$ et $q_{ser}=5.25\text{ KN/m}$.

Donc on va travailler avec $G = 7.08\text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$.

Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

➤ Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

- **Domaine d'application** Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) \begin{cases} Q \leq 2G. \\ \text{Ou} \\ Q \leq 5\text{ kN/m}^2. \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

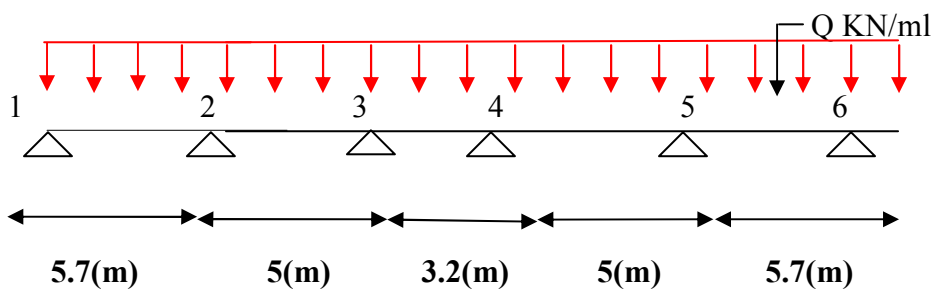
$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4) Fissuration peu nuisible.

• **Remarque :**

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

Nb : Pour le calcul des poutrelles on prend le cas le plus défavorable (plancher RDC) en considérant la file des poutrelles la plus longue.



1) **Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

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

- $q \leq \max (2g, 5\text{KN/m}^2) \dots 2.5 < 2(7.08) = 14,16\text{KN/m}^2$.et $2,5 < 5\text{KN/m}^2 \dots \dots \dots$ **vérifiée.**

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

-les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable**Vérifiée.**

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

$0,8 \leq l_i / l_{(i+1)} \leq 1,25 \dots \dots 0,8 \leq 5.7 / 3,2 = 1,78 \leq 1,25 \dots \dots \dots$ **N'est pas vérifiée.**

Donc la méthode Forfaitaire n'est pas applicable.

Il faut utiliser la méthode **CAQUOT**.

b) **Principe de la méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments qu'elle simplifié et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversale, la longueur moyenne ce qui a pour effets de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travées.

- De l'amortissement des effets du chargement de travée successive qui est plus important que l'amortissement prévu par la condition théorique ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

c) Application de la méthode :

Soit l'appui (i) d'une poutre continue appartenant aux deux travées Ouest (W) et Est (E) de la longueur respective L_w et L_e est supportent :

- une charge uniformément répartie d'inertie q_w et q_e .
- les travées ont toutes le même moment d'inertie.

On calcul les quantités suivantes :

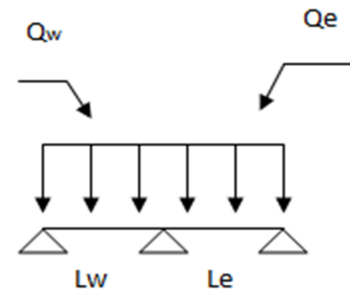
La longueur réduite de chaque travée.

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8 L$ pour une travée intermédiaire.

Le moment en appui calcul en valeur absolue.

M_q due aux charges répartir sur les deux travées.



- **Moment en appuis :**

$$M_a = - \frac{(q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3)}{8,5 (l_w + l_e)}$$

- **Moment en travées :**

$$M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{(q \times X_0^2)}{2} \quad \text{Avec} \quad X_0 = -V_w / q$$

- **Efforts tranchants :**

$$V_w = - \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times l$$

➔ **Pour (RDC) :**

- **Type 01 poutrelle à 5 travées :**

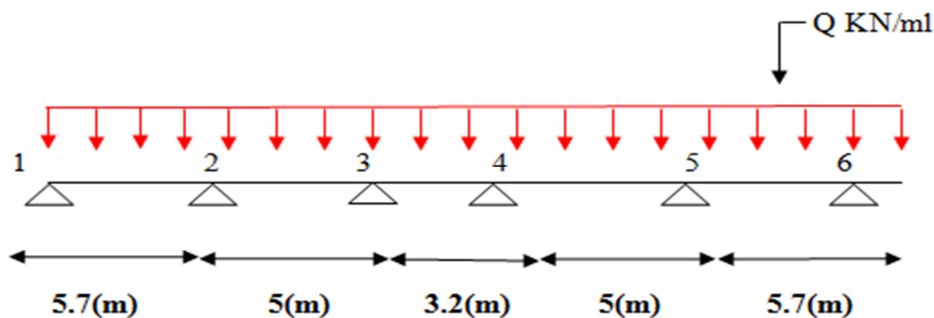
$$L'_1 = L_1 = 5.7m.$$

$$L'_2 = 0,8L_2 = 0,8 \times 5 = 4m.$$

$$L'_3 = 0,8L_3 = 0,8 \times 3.2 = 2,56m.$$

$$L'_4 = 0,8L_4 = 0,8 \times 5 = 4m$$

$$L'_5 = 0,8L_5 = 0,8 \times 5.7 = 4,56m$$



a). L'ELU : $Q_u = 7,08 \text{ KN/m}$

➔ **Calcul des moments :**

• **Moment sur appuis :**

$$M_1 = M_6 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_w : \text{ charge ultime réduite droite.} \\ q_e : \text{ charge ultime réduite gauche.} \end{array} \right.$$

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{7,18 \times (5,7^3 + 4^3)}{8,5 \times (5,7 + 4)} = -21,40 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_2'^3 + l_3'^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{7,18 \times (4^3 + 2,56^3)}{8,5 \times (4 + 2,56)} = -10,25 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_3'^3 + l_4'^3)}{8,5(l_3' + l_4')} = -\frac{7,18 \times (2,56^3 + 4^3)}{8,5 \times (2,56 + 4)} = -10,25 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_4'^3 + l_5'^3)}{8,5(l_4' + l_5')} = -\frac{7,18 \times (4^3 + 4,56^3)}{8,5 \times (4 + 4,56)} = -15,45 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -\frac{q_{u.\text{réduit}} (l_5'^3 + l_6'^3)}{8,5(l_5' + l_6')} = -\frac{7,18 \times (4,56^3 + 5,7^3)}{8,5 \times (4,56 + 5,7)} = -22,73 \text{ KN.m}$$

Tableau (III.6) : Tableau récapitulatif des moments aux appuis à L'ELU.

N° d'appuis	1	2	3	4	5	6
$L'_w(\text{m})$	0,00	5,7	4	2,56	4	4,56
$L'_e(\text{m})$	5,7	4	2,56	4	4,56	5,7
$M_a(\text{KN.m})$	00	-21.53	-10.25	-10.25	-15.45	-22.73

• **Moment sur travée :**

Tableau (III.7) : longueur réduite de chaque travée.

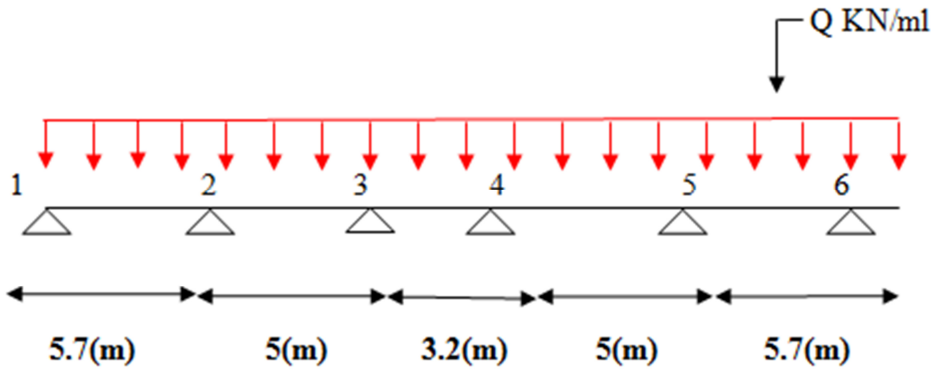
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$q_u (\text{KN/m})$	7,18	7,18	7,18	7,18	7,18
$L(\text{m})$	5,7	5	3,2	5	5,7
$L'(\text{m})$	5.7	4	2.56	4	4.56

Tableau (III.8) : Tableau récapitulatif des moments aux travées à L'ELU.

	Qu(KN)	Lx(m)	Lw(m)	Le(m)	Ma(KN.m)	Vw(KN)	Ve(kN)	X0(m)	Mt(kN.m)
A1	7,18			5.7	0	-11,99	17,49	1,65	9,88
A2	7,18	5.7	5.7	4	-21.53	-14,48	11,32	1,99	3,25
A3	7,18	5	4	2.56	-10.25	-12,83	14,47	1,76	5,19
A4	7,18	3.2	2.56	4	-10.25	-18,89	18,97	2,59	13,30
A5	7,18	5	4	4.56	-15.45	-12,33	12,06	1,69	0,98
A6	7,18	5.7	4.56	5.7	-22.73	-17,43	12,05	2,39	9,97

b.)L'ELS :

➔ **Calcul des moments :**



• **Moment sur appuis :**

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$
 Avec

q_w : charge ultime réduite droite.
 q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_1 = M_6 = 0$$

$$M_2 = -\frac{q_{s.reduit} (l_1^3 + l_2^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{5,25 \times (5.7^3 + 4^3)}{8,5 \times (5.7 + 4)} = -15.86 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{s.reduit} (l_2^3 + l_3^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{5,25 \times (4^3 + 2.56^3)}{8,5 \times (4 + 2.56)} = -7.60 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_{s.reduit} (l_3^3 + l_4^3)}{8,5(l_3' + l_4')} = -\frac{5,25 \times (2.56^3 + 4^3)}{8,5 \times (2.56 + 4)} = -7.6 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_{s.reduit} (l_4^3 + l_5^3)}{8,5(l_4' + l_5')} = -\frac{5,25 \times (4^3 + 4.56^3)}{8,5 \times (4 + 4.56)} = -11.45 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -\frac{q_{s.reduit} (l_5^3 + l_6^3)}{8,5(l_5' + l_6')} = -\frac{5,25 \times (4.56^3 + 5.7^3)}{8,5 \times (4.56 + 5.7)} = -16.86 \text{ KN.m}$$

Tableau (III.9) :Tableau récapitulatif des moments aux appuis à L'ELS.

N° d'appuis	1	2	3	4	5	6
$L'_w(m)$	0,00	5.7	4	2.56	4	4.56
$L'_e(m)$	5.7	4	2.56	4	4.56	5.7
$M_a (KN.m)$	00	15.86	7.6	7.6	11.45	16.85

Tableau (III.10) :longueur réduite de chaque travée.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$q_s (KN/m)$	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21
$L(m)$	5.7	5	3.2	5	5.7
$L'(m)$	5.7	4	2.56	4	4.56

- Moments sur travées :

Tableau (III.11) :Tableau récapitulatif des moments aux travées à L'ELS.

	$Q_u(KN)$	$L_x(m)$	$L_w(m)$	$L_e(m)$	$M_a(KN.m)$	$V_w(KN)$	$V_e(kN)$	$X_0(m)$	$M_t(kN.m)$
A1	5.25			5.7	00	-8,57	12,53	1,64	7,05
A2	5.25	5.7	5.7	4	15.86	-10,38	11,32	1,99	2,35
A3	5.25	5	4	2.56	7.60	-8,80	10,74	1,69	3,06
A4	5.25	3.2	2.56	4	7.60	-13,51	13,58	2,59	9,50
A5	5.25	5	4	4.56	11.45	-8,85	8,61	1,70	0,68
A6	5.25	5.7	4.56	5.7	16.86	-12,47	8,63	2,40	7,12

b.) Diagramme des moments et les efforts tranchants :

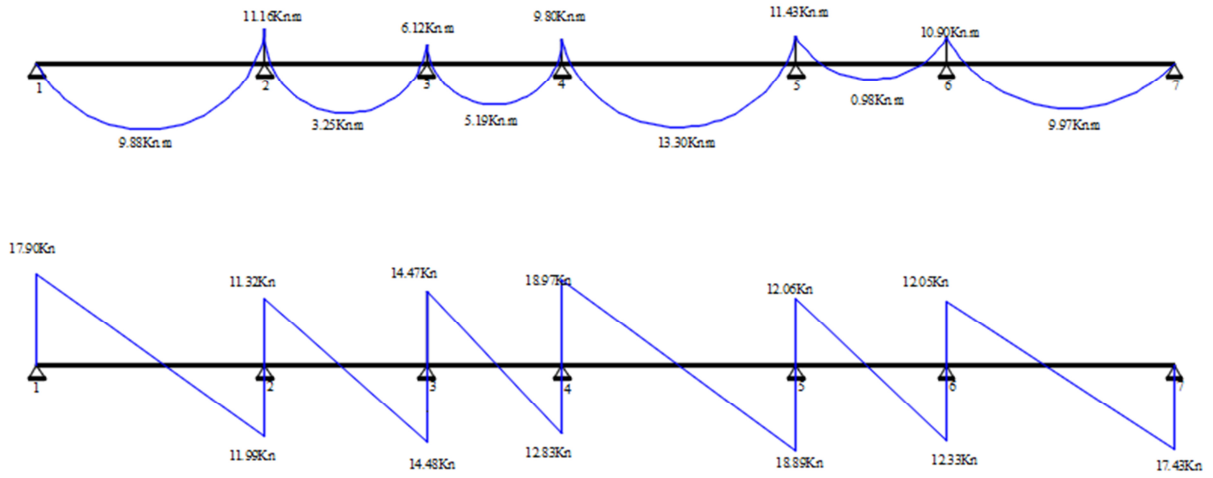


Figure (III.11) : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS.

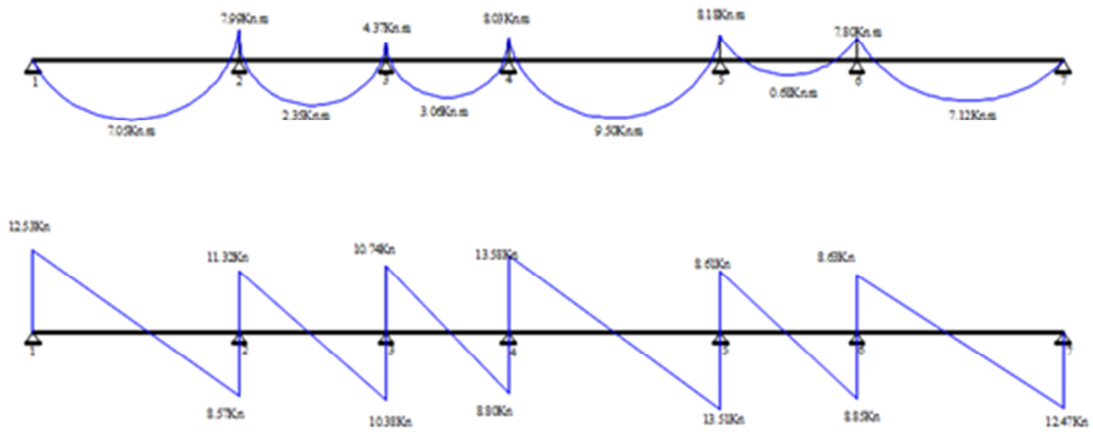


Figure (III.10: diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU.)

3) Vérifications des armatures à L'ELU :

a) en travée :

$$M_{u \max} = 13,30 \text{ KN.m} , \quad M_{\text{ser max}} = 9,50 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

$$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu}$$

$$F_{bc} = 650 \times 50 \times 14,17 \times 10^{-3} = 460,53 \text{ KN}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} \text{ Avec } d = 0,9h = 0,9 \times 21 = 18,90 \text{ cm}$$

$$Z_b = 0,9h - \frac{h_0}{2} = 16,40 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 460,53 \times 0,164 = 75,53 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ 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.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,30 \times 10^3}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 \times 10^6} = 0,040$$

$$10^4 \mu_{tu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13,30}{9,50} = 1,40$$

$$\mu_{tu} = 0,299 > \mu_{bu} = 0,040 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] = 0,051 \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,185 \text{ m}$$

$$A_s = M_u / (Z \times \sigma_s) = \frac{13,30}{0,185 \times 347,83 \times 10^3} = 2,07 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18,9 \times 2,1 / 400 = 1,48 \text{ cm}^2$$

b) en appui :

$$M_{u \max} = 11,43 \text{ KN.m}, \quad M_{\text{ser max}} = 8,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,034 \qquad \mu_{tu} = 0,297$$

$$\mu_{tu} = 0,297 > \mu_{bu} = 0,034 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right] = 0,043 \quad Z = d(1 - 4\alpha) = 0,186 \text{ m}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = \frac{11,43}{0,186 \times 347,83 \times 10^3} = 1,77 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 18,9 \times 2,1 / 400 = 0,23 \text{ cm}^2$$

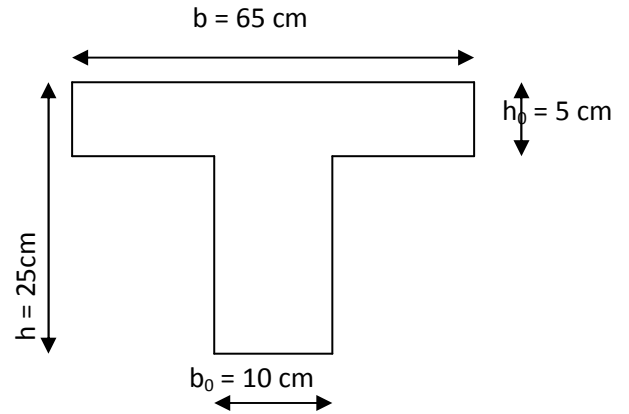


Tableau (III.12) : Calcul des armatures à L'ELU.

	M_u (KN. m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée
Travée	13,30	0,040	0,299	0,00	18,50	2,07	1,48	3HA10
								2,36cm ²
Appui	11,43	0,034	0,297	0,00	18,60	1,77	0,23	1HA10+1HA12
								1,92cm ²

• **Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{21}{35}, \frac{10}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi \leq 0,60cm$$

On prend $\phi = 6mm$ on adopte **2HA8** avec $A_t = 0,56cm^2$

• **Espacement :**

D'après RPA99/V2003

$$St \leq \min(0,9d ; 40 cm) = \min(0,9 \times 18,9; 40 cm) = 17,01 cm$$

Soit un espacement : $St = 15cm$.

• **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T8**, avec un espacement constant $St=15 cm$ sur la totalité des poutrelles.

4.)Vérification des armatures à l'ELU :

• **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

-**Sur appui** : $A_t=1,92cm^2 > 0,23cm^2$ **Vérifiée.**

-**Sur travée** : $A_t=2,36cm^2 > 1,48cm^2$**Vérifiée.**

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{u\lim} \text{ Avec : } Vu_{\max} = 18,97 \text{ KN.}$$

Pour des fissurations peu préjudiciables ; on a

$$\tau_{u\lim} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{u\lim} \leq 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18,97}{100 \times 189} \times 10^3 = 1,00 \text{ Mpa} \Rightarrow$$

$\tau_u = 1,00 MPa < \tau_{u\lim} = 3,33 MPa \dots\dots\dots$ vérifiée.

• **Vérification de Contrainte d'adhérence : BAEL91 : Art A.6.1, 3**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1,5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1.5$ pour acier HA

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$

et on a $\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \Sigma U_i} = \frac{18,97 \times 10^3}{0,9 \times 189 \times 94,2}$

ΣU_i : La somme des périmètres des armatures tendus.

Donc : $\Sigma U_i = 3 \times 2 \times \pi \times R = 94,20 mm.$

$\tau_{su} = 1,18 MPa < \bar{\tau}_{su} = 3,15 MPa \dots\dots\dots$ vérifiée

• **Vérification de l'ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encreées sur une longueur :

$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$, L_s = longueur de scellement droit

$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 Mpa$

$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 cm$

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

$V_u^{max} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28}$ Avec $a = 0,9d$

$V_u^{max} \leq 0,267 \times 0,10 \times 0,9 \times 0,189 \times 10^3 \times 25 = 113,54 KN.$

$V_u^{max} \leq 113,54 KN$

-Appuis de rive :
 $V_{max} = 17,49 KN < 129,76 KN \dots\dots\dots$ vérifiée.

-Appuis intermédiaires :
 $V_{max} = 11,32 KN < 129,76 KN \dots\dots\dots$ Vérifiée.

5.) Vérification à l'ELS :

• **Contrainte de compression dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

$K = \frac{M_{ser}}{I}$ Avec : $I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$: (Moment d'inertie)

$$(n = 15) \frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0 \text{ y : position de l'axe neutre}$$

Tableau (III.13) : Vérification de calcul des armatures à L'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	condition
travée	9,50	2,36	4,03	9102,97	4,21	15	Condition vérifié
appuis	8,18	1,92	3,67	7751,24	3,87	15	Condition vérifié

6.)Etat limite d'ouverture des fissures :

a) Vérification de la flèche(BAEL91/ArtB.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 :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} & \Rightarrow \frac{h}{L} &= \frac{25}{570} = 0,0403 < 0,0625 \dots\dots\dots \mathbf{n'est pas vérifiée.} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned} \right\}$$

b)Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : σ_s ≤ σ̄_s

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

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

➔ **En travée :**

$$\sigma_s = 15 \frac{9,50 \times 10^6}{9102,97 \times 10^4} \times (189 - 40,30) = 232,78MPa$$

σ_s = 161,66Mpa < σ̄_s = 348Mpa **vérifiée.**

➔ **Aux appuis :**

$$\sigma_s = 15 \frac{8,18 \times 10^6}{7751,24 \cdot 10^4} \times (189 - 36,70) = 241,09 MPa$$

σ_s = 206,06Mpa < σ̄_s = 348Mpa **vérifiée.**

c) Calcul de la flèche :

Avec :

$$h_t = 25\text{cm}; b = 100\text{ cm}; d = 18,9\text{ cm}; L = 5,7\text{m}; A_s = 2,36\text{cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 9,50\text{kN.m}; f_c = 400\text{MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20\text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87\text{ MPa}$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec : \bar{f} : La flèche admissible

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{pour : } L > 5,00\text{m}$$

$$L = 5,20\text{m} \rightarrow \bar{f} = 0,5 + \frac{520}{1000} = 1,02\text{ cm.}$$

➔ **Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{65 \times 21^3}{12} + 15 [2,36 \times (18,9 - 2,1)^2] = 60155,05\text{ cm}^4$$

➔ **Calcul du facteur (λ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,36}{10 \times 18,9} = 0,012$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,012 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} = 3,56$$

λ_i : Coefficient pour la déformation instantanée.

$$\lambda_{v=0,4} \lambda_i = 1,42$$

λ_v : Coefficient pour la déformation différée.

➔ **Calcul des moments :**

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5,52 \times 5,2^2}{8} = 18,66\text{KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{3,94 \times 5,2^2}{8} = 13,32\text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 9,50\text{ KN.m}$$

• Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 18,66 \times 10^2}{9102,97} (189 - 40,3) \Rightarrow \sigma_{sg} = 457,23 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13,32 \times 10^2}{9102,97} (189 - 40,3) \Rightarrow \sigma_{sj} = 326,37 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 9,50 \times 10^2}{9102,97} (189 - 40,3) \Rightarrow \sigma_{sp} = 232,77 \text{ MPa} \end{cases}$$

• Calcul des paramètres (μ) :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 457,23 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,847 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 326,37 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 0,793 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 232,77 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,723 \end{cases}$$

• Calcul de l'inertie fissurée

$$\begin{cases} I_{fv}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 60155,05}{1 + 1,42 \times 0,847} \Rightarrow I_{fv}^g = 30040,11 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 60155,05}{1 + 3,56 \times 0,847} \Rightarrow I_{fi}^g = 16479,52 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 60155,05}{1 + 3,56 \times 0,793} \Rightarrow I_{fi}^j = 17308,18 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 60155,05}{1 + 3,56 \times 0,723} \Rightarrow I_{fi}^p = 18515,05 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

• Calcul des flèches :

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{18,66 \times 520^2 \times 10^3}{10 \times 10818,86 \times 30040,11} \Rightarrow f_{gv} = 1,55 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{18,66 \times 520^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 16479,52} \Rightarrow f_{gi} = 0,95 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{13,32 \times 520^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 17308,18} \Rightarrow f_{ji} = 0,65 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{9,96 \times 520^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 18515,05} \Rightarrow f_{pi} = 0,45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Donc: $\Delta f_t = (1,55 - 0,95 + 0,65 - 0,45) = 0,80 \text{ cm}$

$\Delta f_t = 0,8 \text{ cm} < \bar{f} = 1,02 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

7.) Ferrailage des poutrelles :

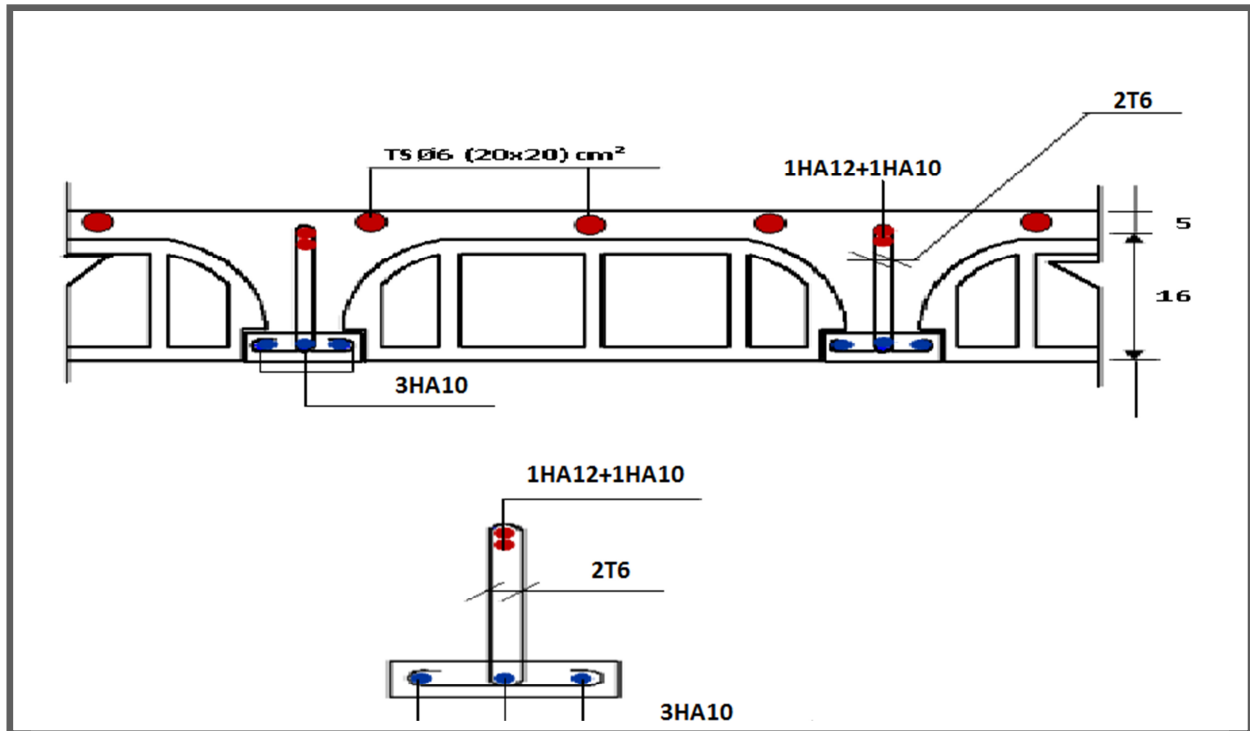


Figure (III.12) :Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.3.2 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1/2$$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend: 5HA6 $\Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➔ **Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition A_2 doivent vérifiées :

$$A_2 \geq A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudé dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

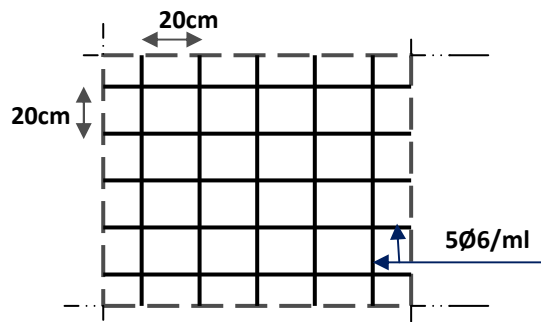


Figure (III.13) :Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4 calcul de la salle de machine :**III.4.Salle machine****III.4.1 Definition**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur qu'on étudier est pour 06 personnes, la charge total que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 6 t (par chaque cabine).

III.4.2 Dimentionnement de la dalle

L'étude des dalles s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée. La dalle repose sur les voiles.

L'épaisseur (h_0) sera prise comme suite :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5.00\text{cm}$$

D'autre part la limite de l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12cm

$h_0 \geq 12\text{cm}$, donc: $h_0=20\text{cm}$ (RPA 99 version 2003).

➤ Calcul de la dalle

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, et elle est soumise à des charges localisées, l'étude s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{150} = 1 \quad 0.4 < a < 1 \quad (\text{la dalle travaille dans les deux sens}).$$

$$U = a + 2h_r + h_0$$

$$V = b + 2h_r + h_0.$$

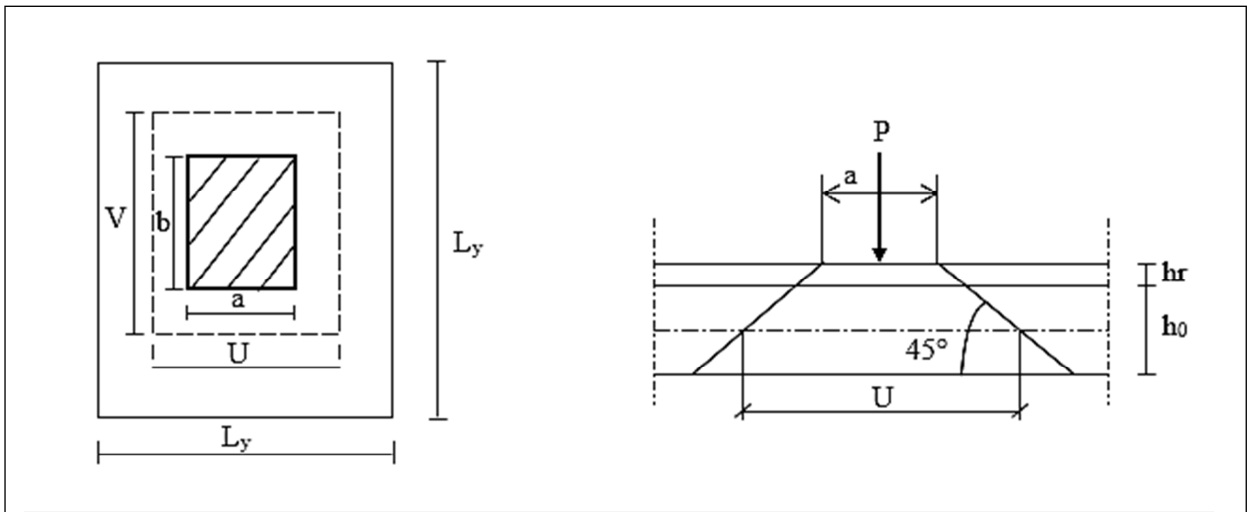
Avec : h_0 : épaisseur de la dalle $h_0=20\text{cm}$

h_r : épaisseur du revêtement $h_r=5\text{cm}$

D'où :

$a=100\text{ cm}$; $b= 100\text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} U=100+2 \times 5 +20=130\text{cm} \\ V=100+2 \times 5 +20= 130\text{cm} \end{array} \right.$$



➤ Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage

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

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

Avec :

$$\nu: \text{Coefficient de Poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

M_1 , M_2 : Coefficients donnés en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{130}{150} = 0.86 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{124}{150} = 0.86 \end{array} \right. \rightarrow (M_1 = M_2 = 0.044)$$

➤ À L'ELU

On a :

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \end{cases}$$

Avec : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 60 + 1.5 \times 0 = 81 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 81 \times 0.044 = 3.52 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 81 \times 0.044 = 3.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$$\rho = 1 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 0.044 \end{array} \right\}$$

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_{x1} = \mu_x q_u l_x^2 \text{ et } M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN.m}^2 \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \text{ (dalle)} \\ Q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.044 \times 9.735 \times (1.50)^2 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.044 \times 0.96 = 0.042 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x \text{ (total)} = M_{x1} + M_{x2} = 3.52 + 0.96 = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y \text{ (total)} = M_{y1} + M_{y2} = 3.52 + 0.042 = 3.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme des moments**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 Aux appuis.

Tableau (III.5) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELU

Zone	Sens	M_u (KN.m)
Aux appuis	L_x	$0,3 \times 4.48 = -1.34$
	L_y	$0,3 \times 3.56 = -1,068$
En travée	L_x	$0,85 \times 4.48 = 3.808$
	L_y	$0,85 \times 3.56 = 3.026$

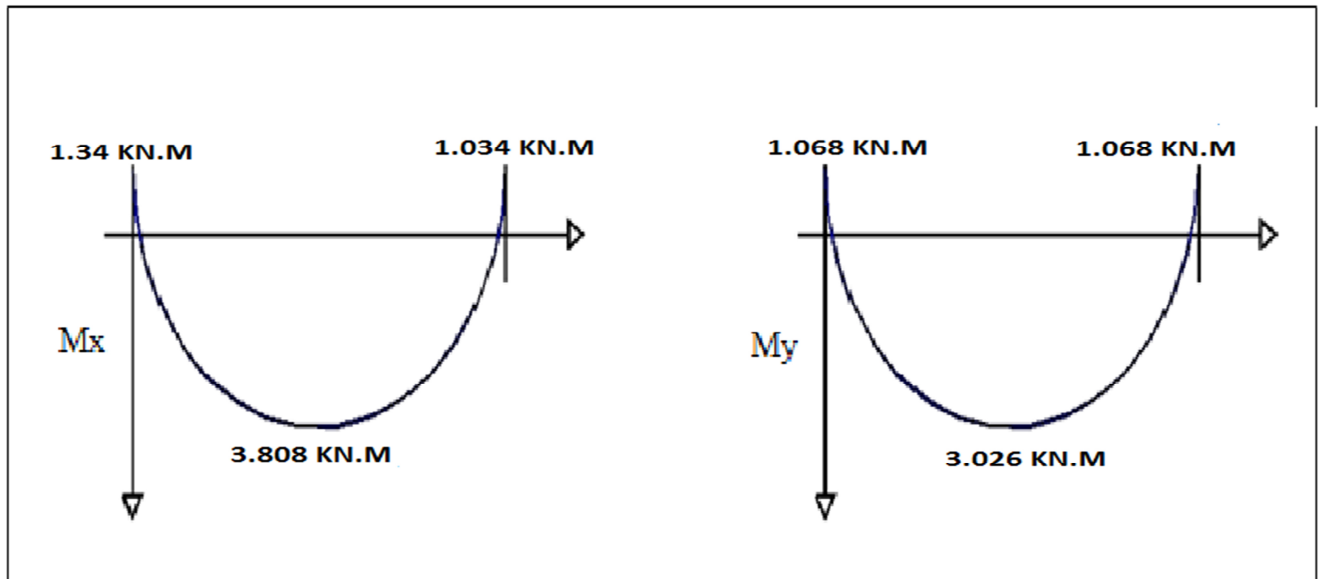


Figure (III.8) : Diagramme des moments en travées et en appuis à L'ELU.

III.4.3 Calcul du ferrailage

❖ En travée

✓ Ferrailage dans le sens x-x

$$M_{tx} = 3.808 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \longrightarrow d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{3.808 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < \mu_{Lu} = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.01 \quad ; \quad \beta = 0.0102$$

$$A_t = \frac{\beta db \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0102 \times 100 \times 18 \times 14.2}{348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T10** avec $A_s = 5.5 \text{ cm}^2$

Avec un espacement **St=25cm**

✓ Ferrailage dans le sens y-y

$$M_{ty} = 3.026 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{3.026 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu_{bu} = 0.008 < \mu_{Lu} = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.008 \quad ; \quad \beta = 0.0081$$

$$A_t = \frac{\beta db \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0081 \times 100 \times 18 \times 14.2}{348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T10** avec $A_s = 5.5 \text{ cm}^2$

Avec un espacement **St=25cm**

❖ **En appui**

✓ **Ferraillage dans le sens x-x**

$M_{ax} = 1.068 \text{KN.m}$; $d = 0,9h \longrightarrow d = 18 \text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1.068 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0037$$

$\mu_{bu} = 0.0037 < \mu_{Lu} = 0.392$

$\mu_{bu} = 0.0037$; $\beta = 0.0037$

$$A_p = \frac{\beta db\sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0037 \times 100 \times 18 \times 14.2}{348} = 0.27 \text{cm}^2$$

On adopte **7T8** avec $A_s = 3.52 \text{cm}^2$

Avec un espacement **St=25cm**

✓ **Ferraillage dans le sens y-y**

$M_{ay} = 1.34 \text{KN.m}$; $d = 0,9h \longrightarrow d = 18 \text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1.32 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0028$$

$\mu_{bu} = 0.0028 < \mu_{Lu} = 0.392$

$\mu_{bu} = 0.0028$; $\beta = 0.0031$

$$A_p = \frac{\beta db\sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0031 \times 100 \times 18 \times 14.2}{348} = 0.23 \text{cm}^2$$

On adopte **7T8** avec $A_s = 3.52 \text{cm}^2$

Avec un espacement **St=25cm**

III.4.4 Verification à L'ELU

❖ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_0 = 0.8\%$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{20}{2} \left(3 - \frac{150}{150} \right) = 1.69 \text{cm}^2$$

Aux appuis $A_p = 3.52 \text{cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

En travée $A_t = 5.5 \text{cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

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

❖ **Diamètres des barres**

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\Phi_{\max} = 10 \leq 20 \text{mm}$condition vérifier.

❖ **Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL91)**

On doit vérifier :

$S_t = 25 \text{cm} \leq (2h = 30 \text{cm} ; 25 \text{cm})$ condition vérifiée.

$S_t = 25 \text{cm} \leq (3h = 45 \text{cm} ; 33 \text{cm})$ condition vérifiée.

❖ **Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91)**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_{ot} : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.30+1.30) = 5.2 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 \times 60 = 81 \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 744 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

✓ Sens x-x :

$$V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}$$

$$V_x = 81 \times \frac{1.50}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.88}{2}}$$

$$V_x = 45 \text{ KN}$$

✓ Sens y-y :

$$V_y = q_u \cdot \frac{l_x}{3} \leq V_x$$

$$V_y = 81 \cdot \frac{1.50}{3} = 43.2 \text{ KN} \leq V_x$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{45 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ Condition est vérifiée.

III.4.5 Vérification à L'ELS

❖ **Moment engendrés par le système de levage**

✓ $v = 0.2$

✓ $M_1 = 0.044$

✓ $M_2 = 0.044$

$$M_{x1} = 60(0.044 + 0.2 \times 0.044) = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 60(0.2 \times 0.044 + 0.044) = 2.72 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment engendrés par le poids propre de la dalle**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

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

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

$$\mu_x = 0.044$$

$$\mu_y = 0.044$$

$$q_s = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.044 \times 6 \times (1.5)^2 = 0.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.044 \times 0.59 = 0.026 \text{ KN.m}$$

❖ **Superposition des moments**

$$M_x \text{ (total)} = M_{x1} + M_{x2} = 3.808 + 0.59 = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y \text{ (total)} = M_{y1} + M_{y2} = 3.026 + 0.026 = 3.052 \text{ KN.m}$$

Tableau (III.6) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS.

Zone	Sens	M_s (KN.m)
Aux appuis	L_x	$0,3 \times 3.82 = -1.146$
	L_y	$0,3 \times 3.052 = -0.91$
En travée	L_x	$0,85 \times 3.82 = 3.247$
	L_y	$0,85 \times 3.052 = 2.594$

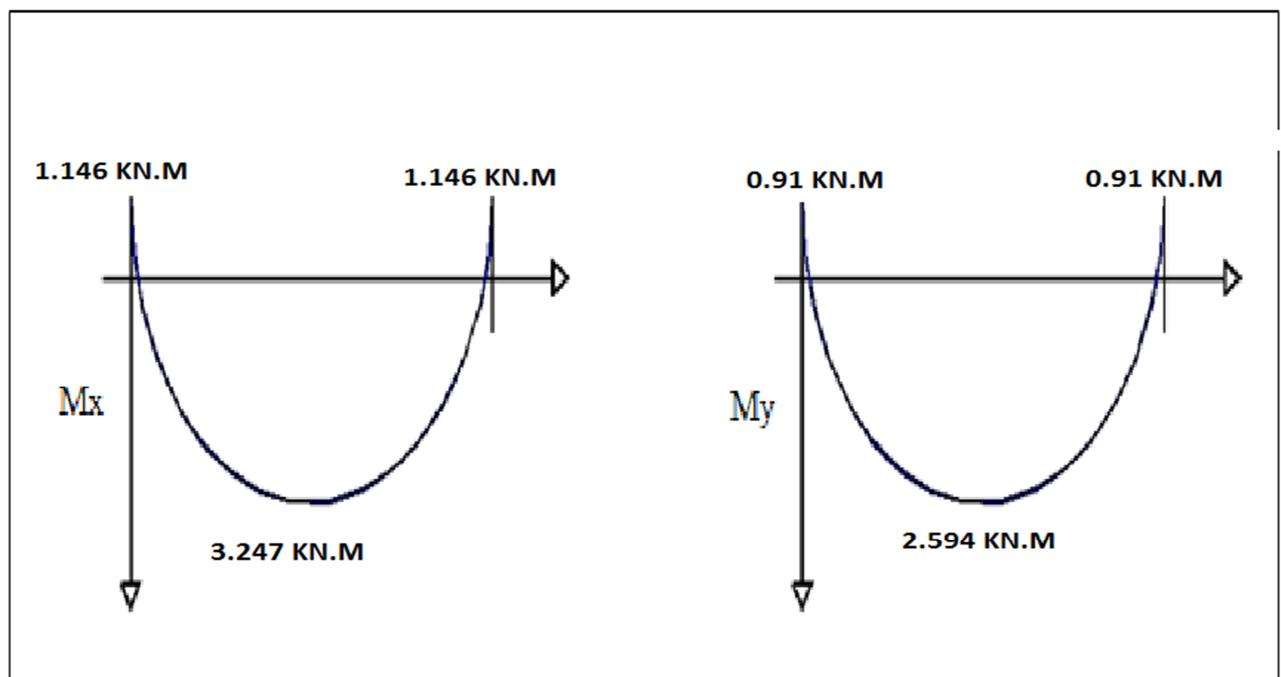


Figure (III.9) : Diagramme des moments en travées et en appuis à L'ELS.

III.4.6 Vérification des contraintes à l'ELS

On a une fissuration préjudiciable → vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

d) Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times 10^6}{I \times 10^4} y \times 10 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$y = \frac{A_s + A_s'}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s')}{7,5 (A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

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

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.

Position		M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Sens X-X	Travée	3.247	4.68	18054,12	1.06	15	C.V
	Appuis	- 1.146	3.86	12473,89	0.45	15	C.V
SS -Y	Travée	2.594	4.68	18054,12	0.92	15	C.V
	Appuis	-0.91	3.86	12473,89	0.4	15	C.V

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.4.7 Vérification de la flèche : BAEL91 : Art B.6.5. 1

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left[\begin{array}{l} \left(\frac{h_f}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.125 > 0.0625) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_f}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}} \right) \Rightarrow (0.125 > 0.085) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0030 < 0.0105) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

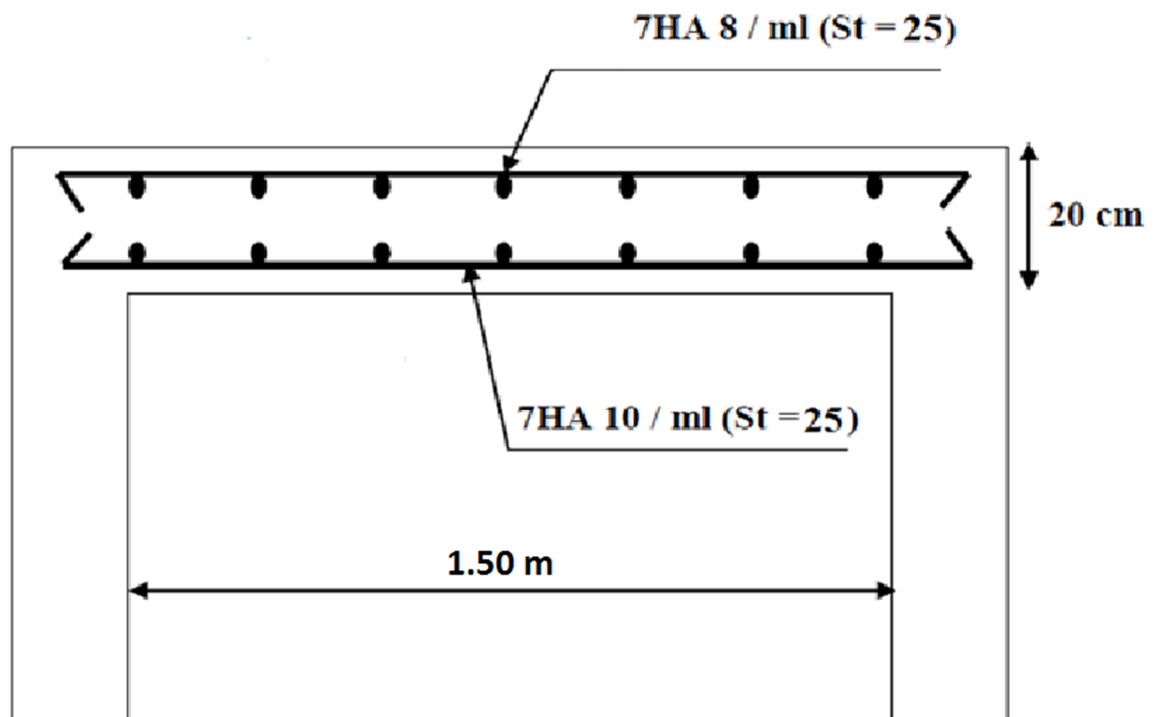


Figure (III.10) : Schéma de ferrailage de la salle machine.

Introduction.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.1 Etude dynamique :

IV.1.1 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux presque impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations (calcul par éléments finis ETABS), qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2 Etapes de la modélisation de la structure:

❖ Description du logiciel ETABS :

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 au 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).

❖ Modélisation des éléments structuraux :

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.
-

❖ Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité β (RPA99/version 2003)dans notre cas ($\beta =0,3$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

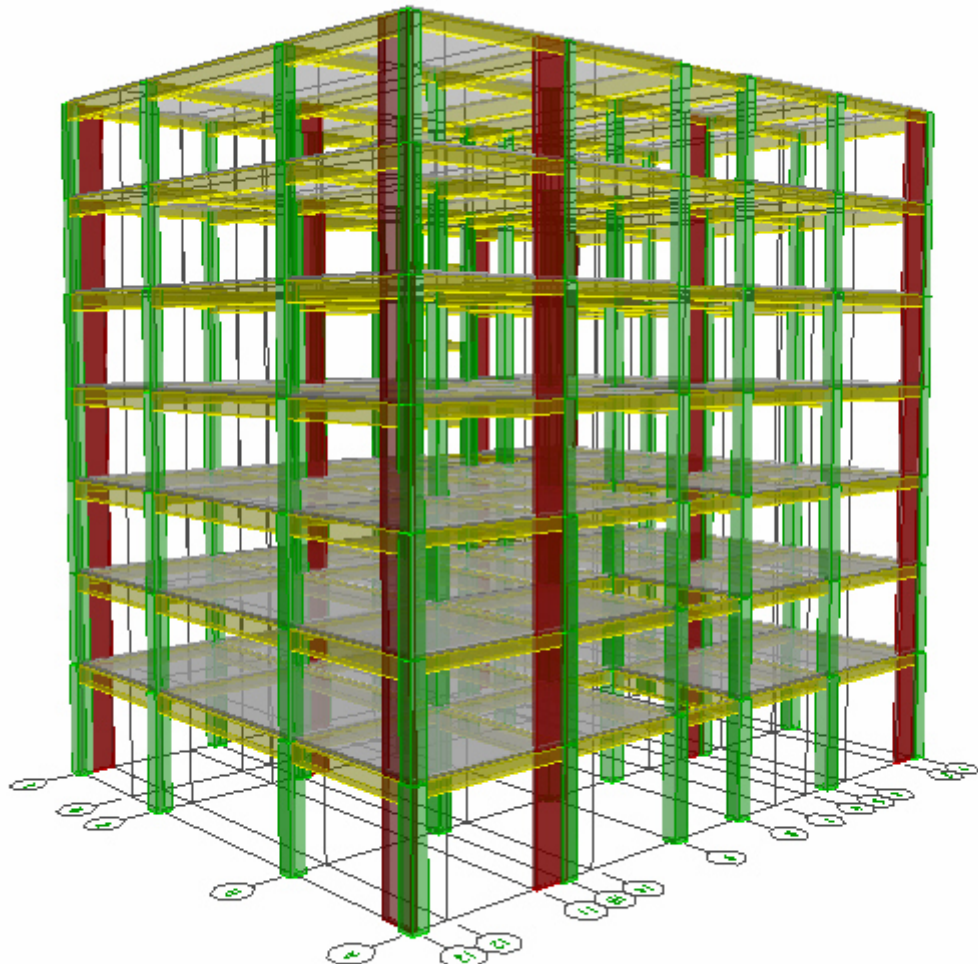
❖ Présentation de la vue en 3D :

Figure IV.1: Schéma de la structure en 3D.

IV.2 Etude sismique :

IV.2.1 Présentation de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mène suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique paraccélérogrammes.

IV.2.2 Méthode statique équivalente : R.P.A (Art4.2) :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zones III et II_B, 65m en zone II_A.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

❖ **Zone I** : Tous groupes

❖ **Zone II** : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

❖ **Zone III** : Groupes d'usage 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Groupes d'usage 1A..... $H_T \leq 2$ niveaux ou 08m.

IV.2.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**). Si les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas, **Bouira** est classée dans une zone de sismicité moyenne **ZONE II_A**, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en **GroupeA1** le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment répond aux critères (4.1.2.a) exigés par le **RPA99V2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

☞ La hauteur de la structure est : **h=24.48m<65m**.

IV.3.1 méthode dynamique modale spectrale :

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

❖ Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η: Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

➤ Classification du site :

Selon le **RPA99V2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (**Catégorie S₂**).

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T1, T2 : période caractéristique dépendant du site : pour un site ferme (S 2).

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 RPAV2003)}$$

▪ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

$\eta = \sqrt{7/(2 + \epsilon)} = 0,816 \dots (\epsilon = 8.5\%) \dots\dots\dots \text{(Article 4.2 RPAV2003)}$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages..... (Tab4-2).

On prend le cas le plus défavorable pour $\epsilon = 8.5\%$.

▪ **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques données par RPA99 : $T = C_T h_N^{3/4}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie..... $C_T=0,05 ; h_N=24.48m$.

D'où : $T = 0,05(24.48)^{3/4} = 0,55s$

▪ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Zone IIa ; groupe d'usage A1 = 0,25 \implies

▪ **coefficient de comportement global de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3)RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure.

On suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux reprise par les voiles .

Donc : R=3,5

▪ **facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (Art4.4 RPAV2003).

Critère q=1.15

▪ **poids total de la structure W :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$\text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

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 : $\beta=0,3$

Tableau IV.2 : Les valeurs du poids propre W.

	A	L(m)	D	Q	R	T(s)	W(KN)
X-X	0,25	25,00	1.65	1,15	3,5	0,55s	30567.07
Y-Y	0,25	20,00	1.65	1,15	3,5		30567.07

IV.4 Modélisation de la structure :

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Le choix du positionnement des voiles : En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :

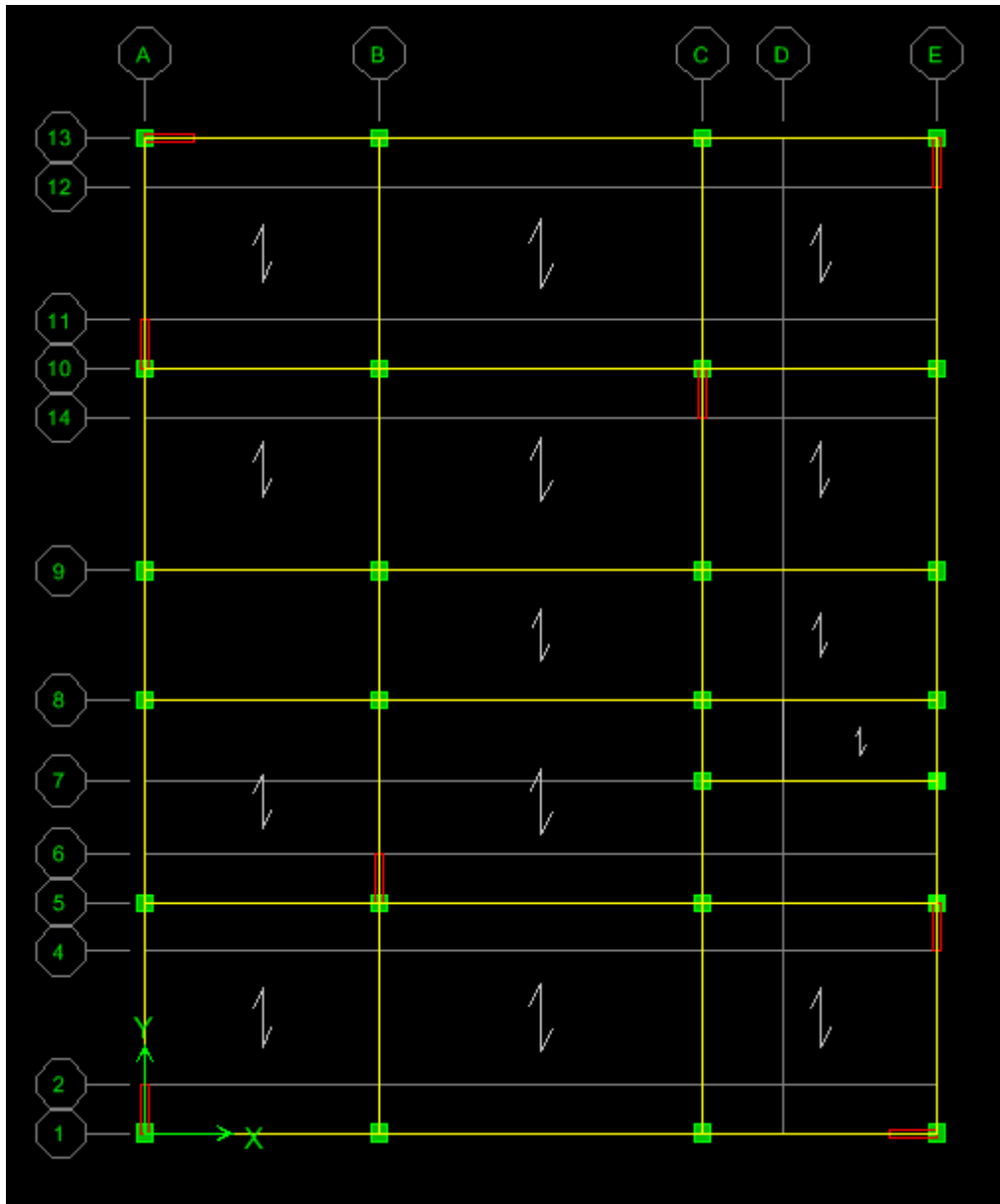


Figure IV.2 : Disposition des voiles (plancher terrasse).

IV.4.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

❖ Détermination des masses et centre de masse par étage :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **Centre de rigidité (torsion) :**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.
D'où :

XCT, YCT : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion).

e_x : excentricité théorique suivant x.

e_y : excentricité théorique suivant y.

Tableau IV.3 : Centre des masses et centre de torsion de chaque étage.

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		Excentricité théorique	
	Masse(KN)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	464.5439	10.101	12.805	10.301	12.194	-0.2	0.611
2	443.4811	10.102	12.83	10.574	12.202	-0.472	0.628
3	438.1365	10.099	12.84	10.783	12.211	-0.684	0.629
4	433.6256	10.096	12.848	10.92	12.217	-0.824	0.631
5	428.8444	10.094	12.857	11.016	12.22	-0.922	0.637
6	424.8968	10.092	12.865	11.087	12.221	-0.995	0.644
7	482.3811	9.955	12.332	11.146	12.22	-1.191	0.112

➤ **L'excentricité accidentelle :(article 4.2.7RPA99/Version 2003)**

Elle est fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L

Sens X-X : $e_x = 0,05 L_x$.

Sens Y-Y : $e_y = 0,05 L_y$.

$e_{acc} = \pm 0,05 \max(L_x, L_y) = \pm 0,05 \max(25,00 ; 20,00) = 1,25 \text{ m}$

Donc : $e_x = \max(e_{acc} ; e_{réel}) = \max(1,25 ; 1.191) = 1,25 \text{ m}$.

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

$W_t = M_t \times g = 3115.9094 \times 9,81 = 30567.07 \text{ KN}$

IV.4.2 Caractéristiques dynamiques de la structure :

❖ **Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Lorsque tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

Le nombre de mode à considérer est : 8 modes (participation modale de mode 8: 98,7975%).

IV.4.3 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :

❖ Mode de vibration et taux de participation des masses :

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.1, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau

Tableau IV.4: Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0,42	0,06	78,25	0,06	78,25	0,07	0,07	Translation X-X
2	0,32	69,69	0,09	69,75	78,34	0,03	0,10	Translation Y-Y
3	0,27	0,03	0,09	69,78	78,43	70,25	70,35	Rotation Z-Z
4	0,14	0,01	12,11	69,79	90,54	0,01	70,37	
5	0,08	20,98	0,01	90,77	90,55	0,02	70,39	
6	0,08	0,04	4,60	90,82	95,15	0,03	70,42	
7	0,07	0,02	0,00	90,84	95,16	20,22	90,64	
8	0,05	0,00	2,44	90,84	97,60	0,00	90,64	
9	0,04	6,26	0,00	97,10	97,60	0,01	90,65	
10	0,03	0,01	0,00	97,10	97,60	6,17	96,82	
11	0,03	0,00	1,41	97,11	99,00	0,00	96,82	
12	0,02	2,04	0,00	99,14	99,00	0,00	96,82	

➤ Modes de vibrations obtenus :

- Premier mode de vibration : une translation suivant X-X

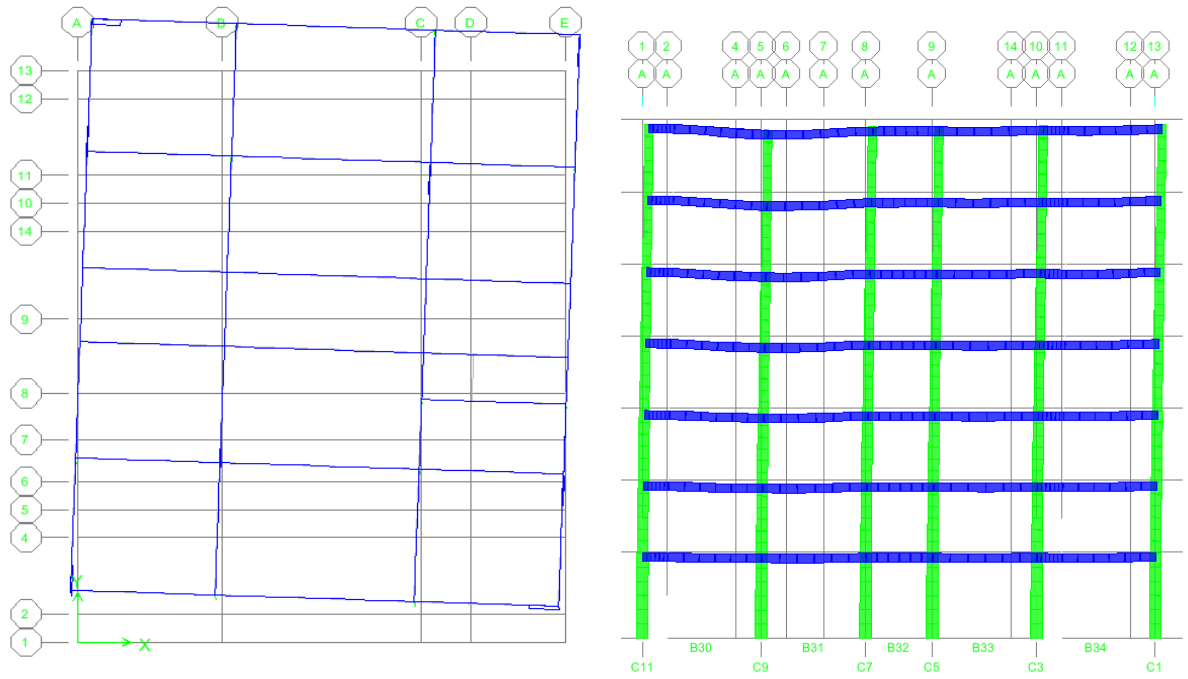


Figure IV.3 : 1^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de période $T=0,42s$

▪ Deuxième mode de vibration : une translation suivant Y-Y

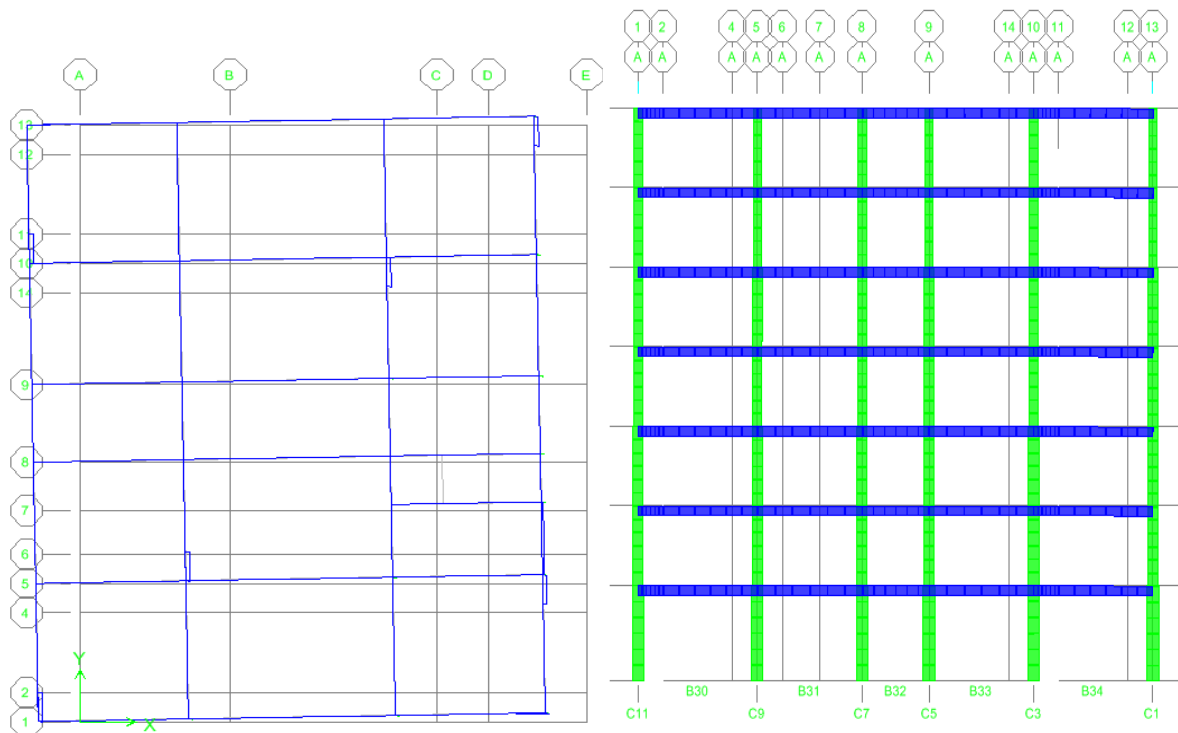


Figure IV.4 : 2^{eme} Mode de translation suivant le sens YY de période $T=0,3181$

▪ **Troisième mode de vibration : une rotation autour de Z-Z**

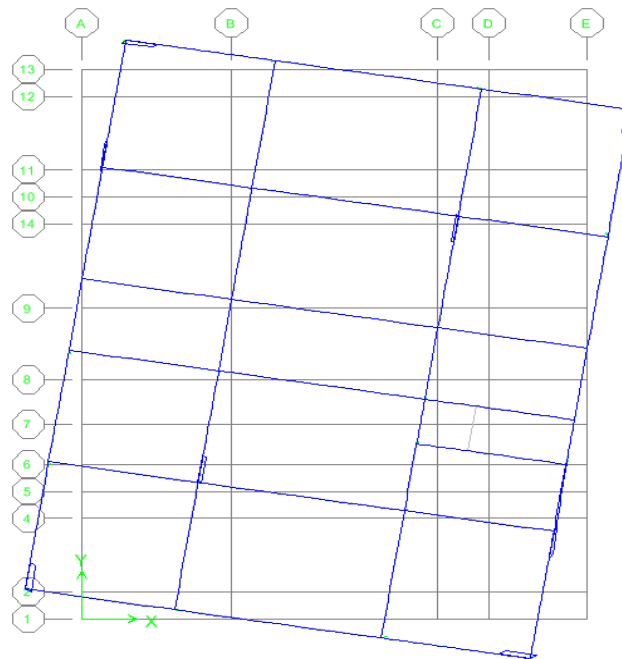


Figure IV.5 : 3^{ème} Mode de rotation de l'axe Z de période **T=0,29s**

☞ **Commentaire :**

D'après le RPA99 Version2003, la valeur de T_{fond} calculées a partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{ETABS}=0,42s < T_{fond}= 0,55 \times 1,3=0,715s \dots\dots\dots C.V$

➤ **Calcul de L'effort tranchant modal à la base : D'après le (RPA99v03):**

$V_i=S_a/g \times \alpha_i \times W$

Avec :

V_i : l'effort tranchant a la base.

α_i : coefficient de participation i .

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

▪ **Sens longitudinal (X-X) :**

Tableau IV.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0,42	0,202	0,06	30567.07	370,47
2	0,32	0,209	69,69	30567.07	445215.79
3	0,27	0,209	0,03	30567.07	191.65
4	0,14	0.216	0,01	30567.07	66.02
5	0,08	0,257	20,98	30567.07	164813.36
6	0,08	0,257	0,04	30567.07	314.23
7	0,07	0,264	0,02	30567.07	161.39
8	0,05	0,278	0,00	30567.07	0
			$\sum \alpha_i(\%)=90,83$		

▪ **Sens transversal (Y-Y):**

Tableau IV.6: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0,42	0,202	78,25	30567.07	483158.39
2	0,32	0,209	0,09	30567.07	574.96
3	0,27	0,209	0,09	30567.07	574.96
4	0,14	0.216	12,11	30567.07	79956.11
5	0,08	0,257	0,01	30567.07	78.55
6	0,08	0,257	4,60	30567.07	36136.39
7	0,07	0,264	0,00	30567.07	0
8	0,05	0,278	2,44	30567.07	20734.25
			$\sum \alpha_i(\%)=97.59$		

➤ **Les combinaisons des réponses modales:**

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport :

$r = T_i/T_j$ avec $T_i \leq T_j$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%r \leq 0,55 \implies$$

- Dans le cas ou toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{----- (1)}$$

Avec : **E** : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

K : nombre de modes retenues.

- Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 :Combinaisons des réponses modales

Mode	Période T(s)	r = T _i /T _j	Observation
1	0,42	1,31	C.N.V
2	0,32	1,18	C.N.V
3	0,27	1,92	C.N.V
4	0,14	1,75	C.N.V
5	0,08	1	C.N.V
6	0,08	1,14	C.N.V
7	0,07	1,4	C.N.V
8	0,05	1,25	C.N.V
9	0,04	0	C.N.V

☞ **Remarque :**

- ☞ toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{----- (1)}$$

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_x = 6014.78 \text{ KN} \\ E_y = 5734.54 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Vérification des exigences de RPA99/2003 :**

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **Vdy < 0,8 Vs**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0,8V/Vt**

▪ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

$$V_x = \frac{0,25 \cdot 1,65 \cdot 1,15}{3,5} \times 30567,07 \text{ KN} = 1468,79 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{0,25 \cdot 1,65 \cdot 1,15}{3,5} \times 30567,07 \text{ KN} = 4142,92 \text{ KN.}$$

Tableau IV.8: Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V _{statique} (KN)	0,8 V _{statique}	V _{dynamique} (KN)	0,8 Vs < V _{dyn}
Sens X-X	1468.79KN	3314.34KN	6014.78 KN	C.V
Sens Y-Y	1468.79KN	3314.34KN	5734.54KN	C.V

➤ **Justification du système de contreventement :**

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

- **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.9:Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		(%) Voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	3580.64	8506.79	2914.93	1759.79	55.12%	82.85%	44.87%	17.14%

- **Sous charges verticales :**

Tableau IV.10 :Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	16784.23	32918.6	33.76%	66.23%

Avec :

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

F2 : la charge horizontale suivant Y

☞ **Conclusion :**

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux 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 armé selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=3,5**.

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

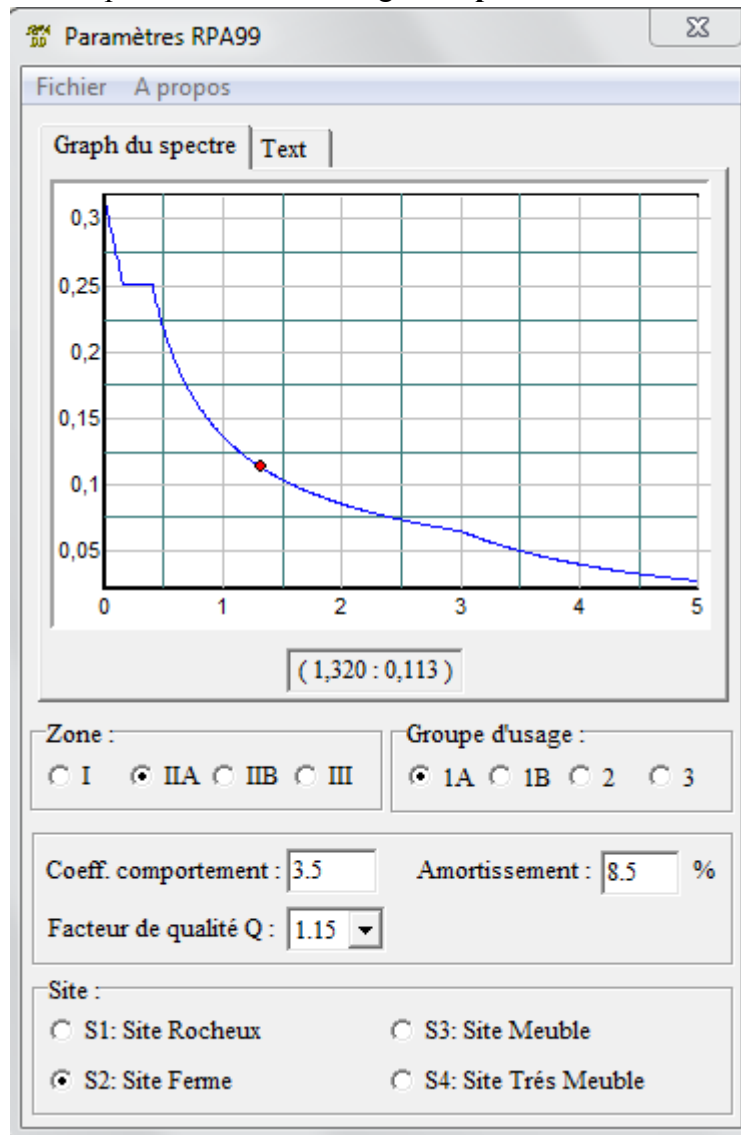


Figure IV.6 : Spectre de réponse.

IV.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: (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Où F_t est 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 partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force **F_i**

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers **i,j** **30567.07 KN**

Dans notre cas T = 0,55s < 0,7s donc : Ft = 0

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

❖ Sens X-X :

Tableau IV.11: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens X-X)

Vx = 6014.78 KN								
Story	W(KN)	hi (m)	wi . hi	Vi	(Vx -Ft)	∑wi . hi	(Vx -Ft).wi.hi	Fi (KN)
Niveau 1	4557.17	4.08	18593.25	6014.78	6014.78	436732.24	111834308.2	256.070649
Niveau 2	4350.54	7.48	32542.03	6014.78	6014.78	436732.24	195733151.2	448.176556
Niveau 3	4298.11	10.88	46763.43	6014.78	6014.78	436732.24	281271743.5	644.03705
Niveau 4	4253.86	14.28	60745.12	6014.78	6014.78	436732.24	365368532.9	836.596201
Niveau 5	4206.96	17.68	74379.05	6014.78	6014.78	436732.24	447373622.4	1024.36592
Niveau 6	4168.23	21.08	87866.28	6014.78	6014.78	436732.24	528496343.6	1210.11525
Niveau 7	4732.15	24,48	115843.03	6014.78	6014.78	436732.24	696770340	1595.41769
Somme	30567.07		436732.224	/	/	/	/	6014.78
V = Ft + ∑Fi =6014.78 KN								

❖ Sens Y-Y :

Tableau IV.12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens Y-Y).

Vy = 5734.54								
Story	W(KN)	hi (m)	wi . hi	Vi	(Vy -Ft)	∑wi.hi	(Vx - Ft).wi .hi	Fi (KN)
Niveau 1	4557.17	4.08	18593.25	5734.54	5734.54	436732.22	106623736	244.1398 44
Niveau2	4350.54	7.48	32542.03	5734.54	5734.54	436732.22	186613573	427.2951 8
Niveau3	4298.11	10.88	46763.43	5734.54	5734.54	436732.22	268166760	614.0301 71
Niveau4	4253.86	14.28	60745.12	5734.54	5734.54	436732.22	348345320	797.6176 35
Niveau5	4206.96	17.68	74379.05	5734.54	5734.54	436732.22	426529637	976.6388 14
Niveau6	4168.23	21.08	87866.28	5734.54	5734.54	436732.22	503872697	1153.733 74
Niveau7	4732.15	24,48	115843.0 3	5734.54	5734.54	436732.22	664306489	1521.084 22
Somme	30567.07	/	436732.2 2	/	/	/	/	5734.54
$V = Ft + \sum Fi = 5734.54 \text{ KN}$								

IV.6 Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

D'après l'article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

❖ **Principe de calcul :(Art 4.43)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec:

R: Coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% h_0$

Avec :

h₀:est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal (X-X):**

Tableau IV.13 : Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.

Niveau	δ_e^k (m)	R	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 7	0.0071	3,5	0.02485	0.02275	0.0021	0,0340	C.V
Niveau6	0.0065	3,5	0.02275	0.0196	0.00315	0,0340	C.V
Niveau5	0.0056	3,5	0.0196	0.01575	0.00385	0,0340	C.V
Niveau 4	0.0045	3,5	0.01575	0.01155	0.0042	0,0340	C.V
Niveau 3	0.0033	3,5	0.01155	0.007	0.00455	0,0340	C.V
Niveau 2	0.002	3,5	0.007	0.0028	0.0042	0,0340	C.V
Niveau1	0.0008	3,5	0.0028	0	0.0028	0,0408	C.V

➤ **Sens transversal (Y-Y):**

Tableau IV.14: Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y

Niveau	δ_e^k (m)	R	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 7	0.0084	3,5	0.0294	0.0259	0.0035	0,0340	C.V
Niveau6	0.0074	3,5	0.0259	0.02205	0.00385	0,0340	C.V
Niveau5	0.0063	3,5	0.02205	0.0175	0.00455	0,0340	C.V
Niveau 4	0.005	3,5	0.0175	0.01225	0.00525	0,0340	C.V
Niveau 3	0.0035	3,5	0.01225	0.007	0.00525	0,0340	C.V
Niveau 2	0.002	3,5	0.007	0.00245	0.00455	0,0340	C.V
Niveau1	0.0007	3,5	0.00245	0	0.00245	0,0408	C.V

☞ **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

IV.7 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :RPA 99 (art 5.9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{li})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- ✓ Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- ✓ Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à : $1/(1 - \theta_K)$
- ✓ Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

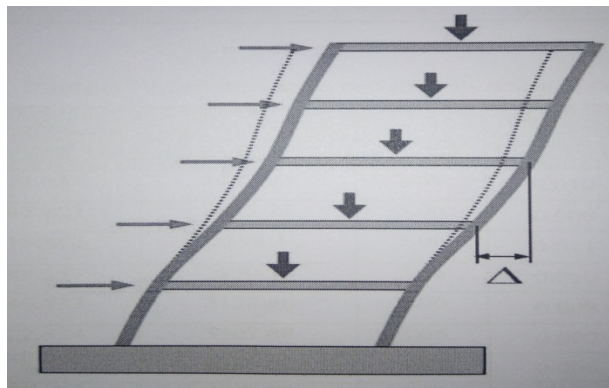


Figure V.7 : Présentation de l'effet P - Δ sur la structure.

➤ **Sens longitudinal (X-X):**

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P - Δ sens X-X.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 7	4823.811	0.0021	3,40	1689.53	0.00176346	C.V
Niveau 6	9072.779	0.00315	3,40	2892.71	0.00290581	C.V
Niveau 5	13361.223	0.00385	3,40	3907.48	0.00387196	C.V
Niveau 4	17697.479	0.0042	3,40	4741.44	0.00461075	C.V
Niveau 3	22078.844	0.00455	3,40	5376.56	0.00549546	C.V
Niveau 2	26513.655	0.0042	3,40	5806.96	0.00564016	C.V
Niveau 1	31159.094	0.0028	4,08	6014.78	0.00355519	C.V

➤ **Sens transversal (Y-Y):**

Tableau IV.16: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k (m)	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
Niveau 7	4823.811	0.0035	3,40	1693.68	0.00293189	C.V
Niveau 6	9072.779	0.00385	3,40	2845.17	0.00361089	C.V
Niveau 5	13361.223	0.00455	3,40	3812.86	0.00468951	C.V
Niveau 4	17697.479	0.00525	3,40	4596.25	0.0059455	C.V
Niveau 3	22078.844	0.00525	3,40	5180.56	0.00658082	C.V
Niveau 2	26513.655	0.00455	3,40	5558.97	0.00638275	C.V
Niveau 1	31159.094	0.00245	4,08	5734.54	0.00326281	C.V

☞ **Conclusion :**

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0,1.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.8 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:

❖ vérification au renversement :(RPA99/VERS03 Art.5.5)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

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.

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy(X_g, Y_g)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

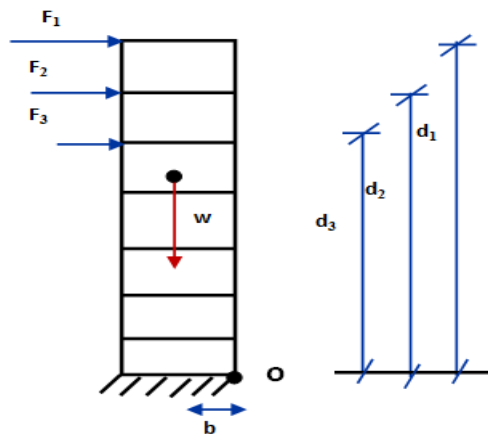


Figure IV.8 : Moment de renversement.

➤ Sens X-X :

Tableau IV.17: Calcul de moment de renversement dans le sens X-X.

Niveau	$D_i(m)$	$F_i(KN)$	$F_{xi}.d_i(KN.m)$
Niveau1	4.08	256.070649	1044.76825
Niveau2	7.48	448.176556	3352.36064
Niveau3	10.88	644.03705	7007.1231
Niveau4	14.28	836.596201	11946.5938
Niveau5	17.68	1024.36592	18110.7895
Niveau6	21.08	1210.11525	25509.2295
Niveau7	24,48	1595.41769	39055.8251
			$\Sigma = 106026.69$

➤ Sens Y-Y :

Tableau IV.18: Calcul de moment de renversement dans le sens Y-Y.

Niveau	$D_i(m)$	$F_i(KN)$	$F_{yi}.d_i(KN.m)$
Niveau1	4.08	244.139844	996.090564
Niveau2	7.48	427.29518	3196.16795
Niveau3	10.88	614.030171	6680.64826
Niveau4	14.28	797.617635	11389.9798
Niveau5	17.68	976.638814	17266.9742
Niveau6	21.08	1153.73374	24320.7072
Niveau7	24,48	1521.08422	37236.1417
			$\Sigma = 101086.71$

Calcul de centre de gravite de la structure :

Tableau IV.19 : Centre de gravité et de torsion

Niveau	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
Niveau1	10.101	12.805	464.5439	4692.35793	5948.4846	10.0753	12.7615
Niveau2	10.102	12.83	443.4811	4480.04607	5689.8625		
Niveau3	10.099	12.84	438.1365	4424.74051	5625.6727		
Niveau4	10.096	12.848	433.6256	4377.88406	5571.2217		
Niveau5	10.094	12.857	428.8444	4328.75537	5513.6525		
Niveau6	10.092	12.865	424.8968	4288.05851	5466.2973		
Niveau7	9.955	12.332	482.3811	4802.10385	5948.7237		
Σ			3115.9094	31393.9463	39763.915		

$$b_x = \begin{cases} L_x - X_G = 20,00 - 10,0753 = \mathbf{9,9247m.} \\ b_y = \begin{cases} L_y - Y_G = 25 - 12,7615 = \mathbf{12,2385m.} \end{cases} \end{cases}$$

b : les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction.

Tableau IV.20: Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M _s /M _r
Sens longitudinal	30567.07	9.9247	303369	106026.69	2.86
Sens transversal	30567.07	12.2385	374095.1	101086.71	3.70

☞ **Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

IV.9 Vérification de l'effort normale réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.21: Vérification de l'effort normale.

Niveau	Poteau	Section	N_d (KN)	v	Observation
Niveau 1	C25	55x55	1912.15	0.25	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 2	C25	50x50	1510.84	0.24	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 3	C25	50x50	1510.84	0.24	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 4	C25	45x45	935.8	0.18	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 5	C25	45x45	935.8	0.18	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 6	C25	40x40	435.98	0.10	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 7	C25	40x40	435.98	0.1	$\leq 0,3$ C.V

☞ **Commentaire:**

La vérification de l'effort normal est vérifiée pour les poteaux .

Calcul des éléments structuraux

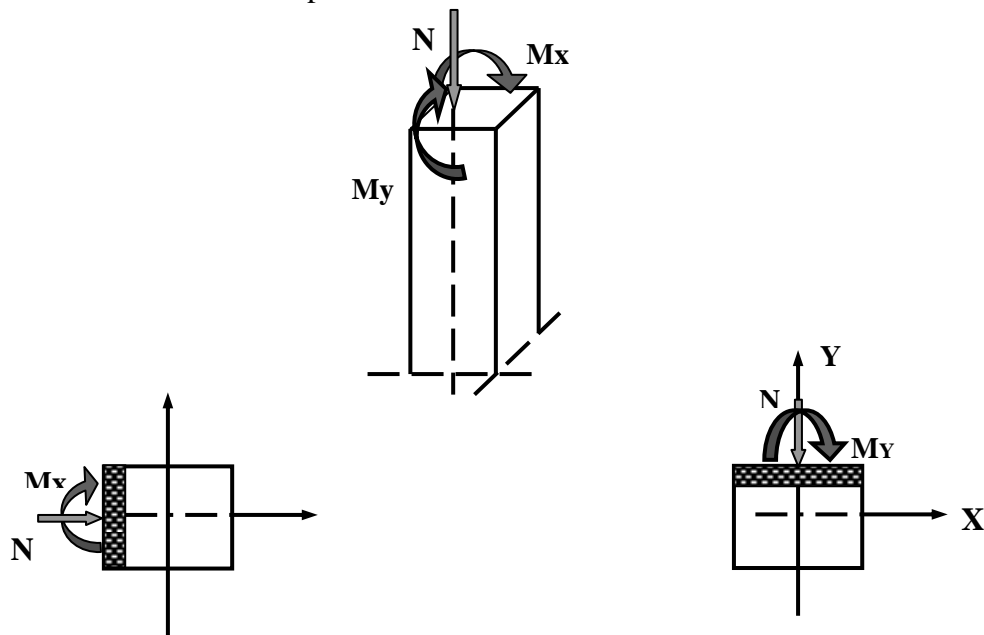
Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables .

Caractéristiques des matériaux :

Tableau 5.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

• **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL91 :** (Situations durables)

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

❖ **Selon RPA99 :** (situations accidentelle)

$$\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{cases}$$

V.1.1 Ferrailage longitudinale :

• **Recommandations de l’RPA99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,9%zone.IIb.
- Leur pourcentage maximal : $\begin{cases} 3\% .b.h.....zone.courante. \\ 6\% .b.h.....zone.recouvrement. \end{cases}$
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements : $50\phi_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l’extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

• **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

- *Ferraillage minimum d'après le CBA93 :*

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

Tableau5.2: Ferraillage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	55x55	6.05	151.25	37.71	24.20	90.75	181.5
Zone 2	50x50	5	125	31.05	20	75	150
Zone 3	45x45	4.05	101.25	25.03	16.2	60.75	121.5
Zone 4	40x40	4	80	19.66	12.8	48	96

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** : s-sol et RDC pour les poteaux de dimensions **(55X55)**
- **Zone 2** : 1^{er} et 2^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(50X50)**
- **Zone 3** : 3^{eme} et 4^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(45X45)**
- **Zone 4** : 5^{eme} et 6^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(40X40)**

Le ferraillage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ N_{\min} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ M_{\max} \text{ et } N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable:

Tableau 5. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS

Niveau		N_{min}	N_{max}	M_{max}
	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
Zone1 (55x55)	N(KN)	222.61	2148,26	207.828
	M_{corr} (KN.m)	82,604	850.1	336.4
Zone 2 (50x50)	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N (KN)	387.66	1396,37	115.36
	M_{corr} (KN.m)	435.12	587,274	216.7
Zone 3 (45x45)	Combinaison	0,8G+Ey	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N(KN)	166.58	668,67	99.71
	M_{corr} (KN.m)	112.665	102.02	118
Zone 4 (40x40)	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N(KN)	305.84	329,78	103.36
	M_{corr} (KN.m)	389.85	467,362	127.8

➤ Exemple de calcul :

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7.4** et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- Le poteau le plus sollicité c'est le **C19 (Zone 3)**
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison **G+Q - E_x** :

$$C=C'=3\text{cm.}$$

$$S=45 \times 45 (\text{cm}^2).$$

$$L= 5.80\text{m.}$$

$$d = 0.9\text{hcm} = 0.405\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_{max} = \mathbf{102.02\text{KN.}} & M_{corr} = \mathbf{118\text{KN.m.}} \\ M_u = \mathbf{8.208\text{KN.m.}} & M_{ser} = \mathbf{5.91\text{KN.m.}} \end{array} \right.$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_a = \max(2\text{ cm} ; L / 250) = \max(2\text{ cm} ; 1.224\text{cm}) \implies e_a = 2\text{cm} = 0,02\text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$e_1 = e_0 + e_a \implies e_0 = M_{corr} / N_{max} = -0.10\text{m} = -10\text{cm}$$

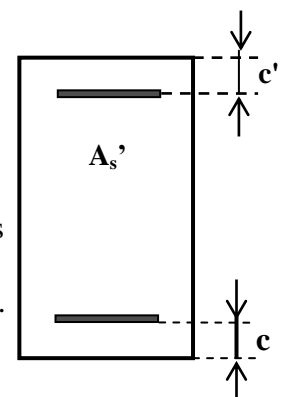
$$e_1 = (-0.10) + 0.02 = -0.08\text{m} = -8\text{cm}$$

$$d - h/2 = 0.16\text{ m}$$

$$e_0 < d - h/2 \implies \text{Section entièrement tendues}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.



h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 5.70 < \max (15; 4) = 15 \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composé**.

e₂ : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_s} \right) = 0.74$$

D'ou: $e_2 = 0.012 \text{ m} = 1.2 \text{ cm}$

$$e = (e_1 + e_2) = (-0.08) + 0.012 = -0.068 \text{ m.}$$

$$e = -6.8 \text{ cm}$$

- Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 2148.26 \times (-0.068 \text{ m}) = -45.46 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}} = 102.02 \text{ KN.} \\ M \text{ corrigé} = -45.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$$M_{ua} = M_{u \text{ corr}} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = -45.46 + 668.67 \times (0.36 - 0.4/2) = 61.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{61.52 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.36^2 \times 21.74} = 0.054$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \quad \implies \quad \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{lu} = 0.292$$

$$\text{on a : } \mu_{lu} \geq \mu_{bu} \quad \implies \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < 0,292 \implies \text{méthode simplifiée}$$

$$z_b = d [1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,348 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = M_{ua} / Z_b \sigma_s = 61.52 \times 10^{-3} / 0.348 \times 348 \dots \dots \dots A_u = 5.08 \text{ cm}^2$$

- Armatures en flexion composée :

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{cd}) = 5.08 - (668.67 \times 10 / 400) \dots \dots \dots A^{fc} = -11,63 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{\min}

- Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} = \frac{0,23 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot 2,1}{400} \times \frac{(-0,068 - 0,45 \cdot 0,36)}{(-0,068 - 0,185 \cdot 0,36)} = 2,97 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min} \text{ RPA} = 0,9\% \text{ b} \times \text{h} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \quad \text{(en zone IIb)}$

$$\text{Donc : } A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{\min(RPA)}) = 14,4 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

- Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4 : Ferrailage longitudinal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	A _{cal}	A _{CNF}	A _{RPA}	Choix des barres
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
(s-sol+RDC)	N _{max} =2148,26	M _{cor} = 850.1	55x55	0	37.71	24.20	12T20
	N _{min} = 222.61	M _{cor} = 82,604		12.19			
	N _{cor} =207.828	M _{max} = 336.4		12.19			
(1 ^{er} e +2 ^{ème} étage)	N _{max} =1396,37	M _{cor} = 587,274	50x50	0	31.05	20.00	4T20+8T16
	N _{min} = 387.66	M _{cor} = 435.12		9.65			
	N _{cor} = 115.36	M _{max} =216.7		9.65			
(3 ^{ème} +4 ^{ème} étage)	N _{max} =668,67	M _{cor} = 102.02	45x45	0	25.03	16.20	12T16
	N _{min} = 166.58	M _{cor} = 112.665		7.39			
	N _{cor} = 99.71	M _{max} =118		7.39			
(5 ^{ème} +6 ^{ème} étage)	N _{max} =329,78	M _{cor} =4 67,362	40x40	0	19.66	12.80	4T16+8T14
	N _{min} = 305.84	M _{cor} = 389.85		6.84			
	N _{cor} = 103.85	M _{max} =127.8		6.84			

- Choix des armateurs des poteaux :

Tableau 5.5: choix des armatures

Niveau	Section	A _{S(cal)} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} ZR (cm ²)	A _{max} ZC (cm ²)	choix des armateurs
(s-sol+RDC)	(55 x 55)	12.19	2,72	24.20	181.5	90.15	12T20
(1 ^{er} e +2 ^{ème} étage)	(50 x 50)	7.73	2,2	20	150	75	4T20+8T16
(3 ^{ème} +4 ^{ème} étage)	(45 x 45)	3.12	1,74	16.2	121.5	60.75	12T16
(5 ^{ème} +6 ^{ème} étage)	(40 x 40)	2.84	1,33	12.8	96	48	4T16+8T14

- Longueur de recouvrement : *RPA99/V2003 art (7.4.2.1)*

Selon la zone sismique IIa , la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 50\phi \quad \text{en zone IIb}$$

Pour : T20..... $L_r = 100\text{cm}$

T16..... $L_r = 80\text{cm}$

T14..... $L_r = 70\text{cm}$

V.1.2 Ferrailage transversal :

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g (\text{L'élancement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

❖ *Espacement des armatures transversales : (Art7.4.2.2.RPA99/V2003)*

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10\text{cm}$en zone IIb
- Dans la zone courante : $t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_1)$ en zone IIb

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale.
- **12 cm** en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % 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 $10 \phi_t = 8\text{cm}$

❖ *Vérification du poteau à l'effort tranchant :*

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = 23.31 \text{KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.31 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45} = 0.1036 \text{MPa.} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

- **Exemple de calcul :**

- **Zone courante :**

$$\lambda_s = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.50} = 5.71 > 5 \quad \Rightarrow \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 23.31 \times 10^{-3}}{0.50 \times 400} = 0.3496 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8}$$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \Rightarrow \frac{2.01}{12 \times 50} = 0.335\% > 0.30\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Zone nodale :**

$$\lambda_s = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.50} = 5.71 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 23.31 \times 10^{-3}}{0.50 \times 400} = 0.233 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.233 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8}$$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \Rightarrow \frac{2.01}{8 \times 50} = 0.50\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :**

- **Zone courante :**

Tableau 5.6 : Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
55x55	23.31	12	0.350	5.71	2.5	0.104	4HA8	2.01	0.335	0.3
50x50	23.63	12	0.591	4.76	3.75	0.130	4HA8	2.01	0.372	0.36
45x45	22.2	12	0.919	5.35	2.5	0.340	4HA8	2.01	0.419	0.3
40x40	20.27	12	0.434	8.74	2.5	0.184	4HA8	2.01	0.478	0.3

➤ **Zone nodale :**

Tableau 5.7: Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 MPa	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
55x55	23.31	8	0.233	5.71	2.5	0.104	4HA8	2.01	0.502	0.3
50x50	23.63	8	0.394	4.76	3.75	0.130	4HA8	2.01	0.558	0.36
45x45	22.2	8	0.612	5.35	2.5	0.340	4HA8	2.01	0.628	0.3
40x40	20.27	8	0.289	8.74	2.5	0.184	4HA8	2.01	0.717	0.3

V.1.3 Vérification :

a) **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 5.8 : Vérification des contraintes

Zone	M _{ser} (kn.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	19.72	25.13	368684.688	19.578	5.34	1.05	15	Vérifier
2	14.69	20.61	243887.031	17.70	6.02	1.07	15	Vérifier
3	15.19	16.08	150993.394	15.661	10.06	1.58	15	Vérifier
4	15.60	12.32	88551.1147	13.707	17.61	2.41	15	Vérifier

b) Contraintes tangentielles: (Art7.4.3.2.RPA99/2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g (\text{L'élanement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteaux	L _f (m)	λ _g	ρ _d	V(KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
55 x 55	2.86	5.71	0.075	23.31	0.104	1.875	Vérifier
50 x 50	2.14	4.76	0.04	23.63	0.130	1	Vérifier
45 x 45	2.14	5.35	0.075	22.2	0.340	1.875	Vérifier
40 x 40	2.14	8.74	0.075	20.27	0.184	1.875	Vérifier

c) Vérification au flambement :

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 2148.26 \text{ KN.} \\ L_f &= 0.7 l_0 = 2.86 \text{ m} \\ I_{XX} &= I_{YY} = 0.0052 \text{ m}^4 \\ B &= 0.25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.144 \text{ m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.144 \implies \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 19.86$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \implies \Delta = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.80$$

On vérifier que :

$$Br \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{2148.26}{0.80 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 1220.781 cm^2$$

Nous avons :

$$Br = [(50-3)(50-3)] = 2209 cm^2 > 1220.781 cm^2 \dots\dots\dots CV$$

d) Vérification de l'effort normal ultime :

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ulim} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

• **Calcul de N_{ulim} :**

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,80 \left[\frac{0,2209 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 25,13 \times 10^{-4} \cdot \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3$$

$$N_{ulim} = 3971.86 kN > N_{max} = 2148.26 kN \dots\dots C.V$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9: Vérification de l'effort normal ultime

Poteau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ulim} (kN)	Vérification
s-sol	55x55	4.08	2.86	19.86	25.13	2148.26	3971.86	Vérifiée

- *Schéma de ferrailage des poteaux :*

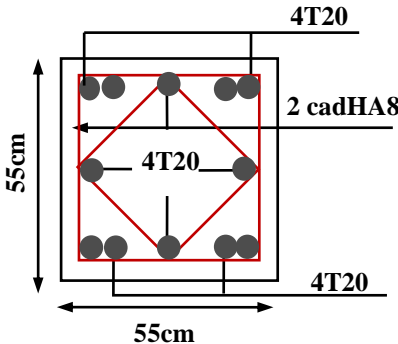
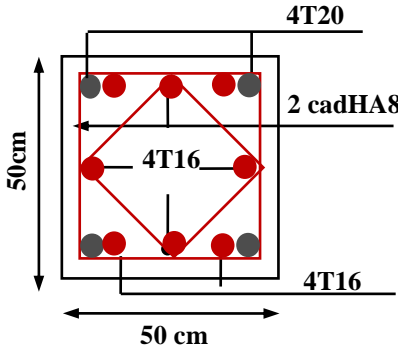
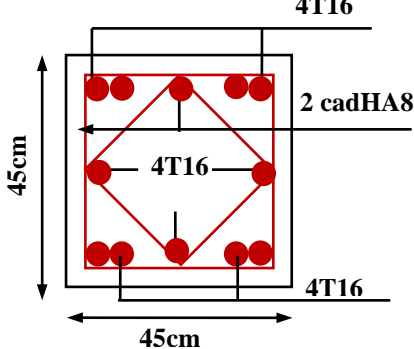
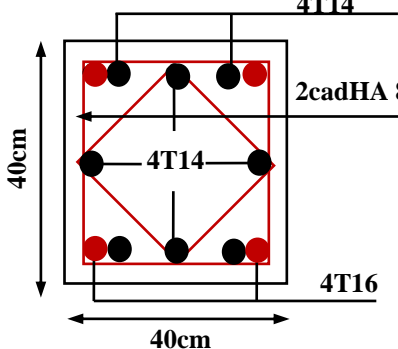
Poteau (55x55)	Poteau (50x50)
	
12T20	4T20 + 4 T16
Poteau (45x45)	Poteau (40x40)
	
12T16	4T16+8T14

Figure5.1: Schéma de ferrailage des poteaux

V.2 Ferrailage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V2003 et le BAEL 91 :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone IIa.

V.2.2 Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa :

a) Armatures longitudinales :(RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1).

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 Φ en zone IIa.
- 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 cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux

b) Armatures transversales : (art 7.5.2.2).

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :
 - $A_t = 0,003 \times S_t \times b.$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$- S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right) . \quad \text{Dans la zone nodale.}$$

$$- S_t \leq \frac{h}{2} . \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3 Recommandation du BAEL 91 :**a/ Armatures longitudinales :**

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

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

- L'espaceur S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15\phi'_{\min} \neq 0). \text{ L'espaceur max (Art A.4.2.5)}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4.b}$$

$$S_t \leq \frac{0,9.A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})}$$

b/ Armatures transversales :

- Volume relative d'armatures :
$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1 \quad \Rightarrow$$

$$k = \begin{cases} 0 & \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 & \text{si fissuration très nuisible.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$- \tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k \quad \text{et} \quad f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3,3\text{MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$- \tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- **Section minimale d'armatures d'âme :**

$$\text{Volume minimal d'armatures : } \rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Diamètre des armatures d'âme : } \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}.$$

$$\text{Espaceur : } S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$$

$$\text{Espaceur maximal : } S_{t\max} = \text{Min}\{0,9d; 40\text{cm}\}.$$

V.2.4 Calcul du Ferrailage:

Dans notre structure on a les types des poutres suivants :

- ➔ Poutres principales (35x60) cm.
- ➔ Poutres secondaires (30x40) cm.
- **Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e} = 2,40\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{PP (35x60)}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e} = 1,30\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Ps (30x40)}$$

- **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

PP(35x60) :

$$A_{s\text{ RPAmin}} = 0,005 \times 35 \times 60 = 10,50\text{cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s\text{ RPAmax}} = 0,040 \times 35 \times 60 = 84,00\text{cm}^2 \dots\dots\dots(\text{Zone courante})$$

$$A_{s\text{ RPAmax}} = 0,060 \times 35 \times 60 = 126,00\text{cm}^2 \dots\dots\dots(\text{Zone de recouvrement})$$

Ps(30x40) cm :

$$A_{s\text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00\text{cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s\text{ RPAmax}} = 0,040 \times 30 \times 40 = 48,00\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante})$$

$$A_{s\text{ RPAmax}} = 0,060 \times 30 \times 40 = 72,00\text{cm}^2 \dots\dots\dots(\text{Zone de recouvrement})$$

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

a). Exemple de calcul :

On fera les mêmes étapes des calculs pour les poutres longitudinales et poutres transversales.

- ➔ **Calcul des armatures longitudinales :**

Poutres transversales (poutres porteuses)

La poutre La plus sollicitée (B988) :

- **Ferrailage sous la combinaison 1,35G + 1,5 Q.**

➤ **En travée**

$$M_{t\text{ max}} = 138,43\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,095$$

Quel que soit $\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = 1,37$

$$\mu_{lu} = [3440(1,37) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,288$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,288 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow \text{Méthode simplifier} \Rightarrow Z = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,51 \text{ m}$$

$$A_{st1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 7,80 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis.**

$$M_{a \max} = 185,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,128$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,297$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,297 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$ Méthode simplifier

$$Z = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,499 \text{ m}$$

$$A_{Sa1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 10,69 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E)**

➤ **en travée**

$$M_{t \max} = 111,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,059$$

$\mu < 0,197 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$ Méthode simplifier $\Rightarrow Z = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,52 \text{ m}$

$$A_{St2} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 5,37 \text{ cm}^2$$

➤ **en appuis**

$$M_{a \max} = 210,61 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,112 < 0,359$$

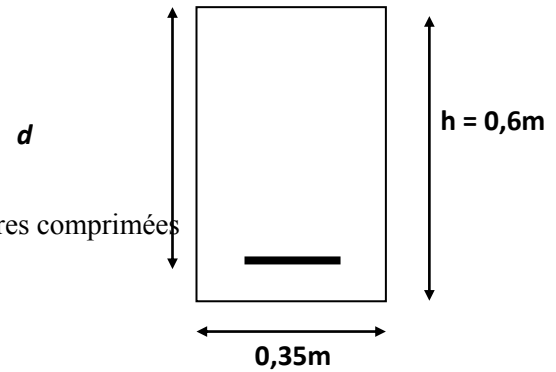


Figure (v.3): La section des poutres transversales

donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$ Méthode simplifier $\Rightarrow Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,504\text{m}$

$$A_{S2} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 10,45 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage sous les combinaisons sismiques : (0,8G ± E)**

➤ **En travée**

$$M_{t \max} = 98,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,052.$$

$\mu < 0,154 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$ Méthode simplifier $\Rightarrow Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,523\text{m}$

$$A_{St2} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 4,73 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$M_{a \max} = 167,88 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,089 < 0,250$$

donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$ Méthode simplifier $\Rightarrow Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,511\text{m}$

$$A_{S2} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 8,21 \text{ cm}^2$$

- b). Ferraillage des poutres principales :**

Tableau (V.23) : Ferrailage des poutres principales à l'ELU

Poutre	zone	M (KN.m)		As (cm ²)	Choix Des barres	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} cm ²	A _{adopté} (cm ²)	
		Sur appuis	Inf							
Pp 35x60 (cm)	Z1 et Z2	Sur appuis	Sup	- 210,61	11,45	6T16	20,43	10,50	84,0	22,71
			Inf	- 167,88	8,98	3T14 + 3T16				
		En travée		185,75	10,0	3T14 + 3T16	10,00	10,50	84,0	10.65
Pp 35x60 (cm)	Z3 et Z4	Sur appuis	Sup	- 153,94	8,19	6T16	15,35	10,5	84,0	22,71
			Inf	135,55	7,16	3T16 + 3T14				
		En travée		77,87	4,03	3T16	4,03	10,50	84,0	6,03

c). Ferrailage des poutres secondaires :

Tableau (V.24) : Ferrailage poutres secondaires à l'ELU

Poutre	zone	M (KN.m)		As (cm ²)	Choix Des barres	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} cm ²	A _{adopté} (cm ²)	
		Sur appuis	Inf							
Ps 30x40 (cm)	Z1 et Z2	Sur appuis	Sup	- 116,86	8,64	6T14	17,01	7,875	63,00	18,48
			Inf	- 113,50	8,37	6T14				
		En travée		24,26	1,69	3T14	1,69	7,875	63,00	4,62
Ps 30x40 (cm)	Z3 et Z4	Sur appuis	Sup	- 108,83	8,01	6T14	18,23	7,875	63,00	18,48
			Inf	-93,40	6,79	6T14				
		En travée		-22,69	1,57	3T14	1,57	7,875	63,00	4,62

f). Calcul des armatures transversales :

1). Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b \cdot S_t}{f_e}$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$$

On adopte les espacements suivants : $S_t = 20\text{cm}$.

• **Pour la poutre principale (35x60) cm :**

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 0,35 \times 0,20 / 400 \implies A_t \geq 0,7\text{cm}^2$

Avec : un diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \text{ min}} \right\} \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{60}{35} ; \frac{35}{10} ; 1,4 \right\} . \text{ Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

• **Poutres secondaire (30x40) cm :**

$$A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \implies A_t \geq 0,6\text{cm}^2$$

Avec : un diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \text{ min}} \right\} \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4 \right\} . \text{ Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

2). Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

• **Pour la poutre principale (35x60)**

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_L) = 15\text{cm}$;

- En zone courante : $S_t \leq h/2$; $S_t = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$.

- En zone courante : $S_t = 20\text{cm}$.

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 2,1\text{cm}^2 > 0,7 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** $A_t = 2,01\text{cm}^2$

S_t (adopté) = $\text{Min} \{ S_{tB.A.E.L} ; S_{tR.P.A} \}$ $S_t = 20\text{cm}$.

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8».

- **Poutres secondaire (30x40)**

L'espace maximal :

- En zone nodale :St = 10cm.

- En zone courante :St = 20cm.

On aura alors :

$$At = 0,003 \times St \times b = 1,8\text{cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** **At = 2,01cm²**

St (adopté) = Min { $S_{iB.A.E.L}$ · $S_{iR.P.A}$ } **St = 20cm**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 »

i). Vérification à l'ELU :

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considérée peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Situation accidentelle)}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

g). Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Moment statique au niveau de l'axe neutre : On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Moment d'inertie :} \quad I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\text{Avec :} \quad K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = K \cdot y_1$$

k). Vérification de La flèche :(Art B.6.5, 1) BAEL91/99

- **Poutre :(60x35)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left[\begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,082 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,082 > 0,079) \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0098 < 0,0105) \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec:

$$h_t = 60\text{cm}; b = 35\text{cm}; d = 54\text{cm}; L = 7,30\text{m}; A_s = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 106,58\text{KN.m} ; M_{0, ser} = 133,59\text{KN.m} ; f_e = 400\text{MPa}$$

- **Poutre secondaire :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left[\begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,0798 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,0798 > 0,068) \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0042 < 0,0105) \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec:

$$h_t = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 36\text{cm}; L = 5,01\text{m}; A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 17,76 \text{ kN.m}; M_{0, ser} = 25,83 \text{ kN.m}; f_e = 400\text{MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : le ferrailage choisit satisfait toutes les conditions de la résistance et de stabilité de forme, le détail de ferrailage est représenté dans les figures suivantes :

EN TRAVEE

AUX APPUIS

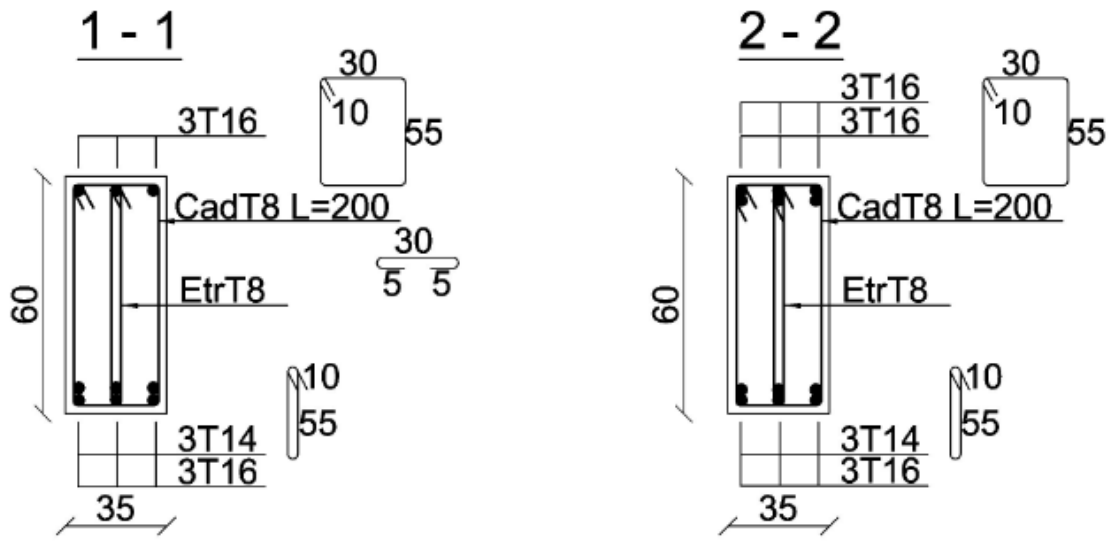


Figure (V.4) : Schéma de ferrailage des poutres (35x60).

EN TRAVEE

AUX APPUIS

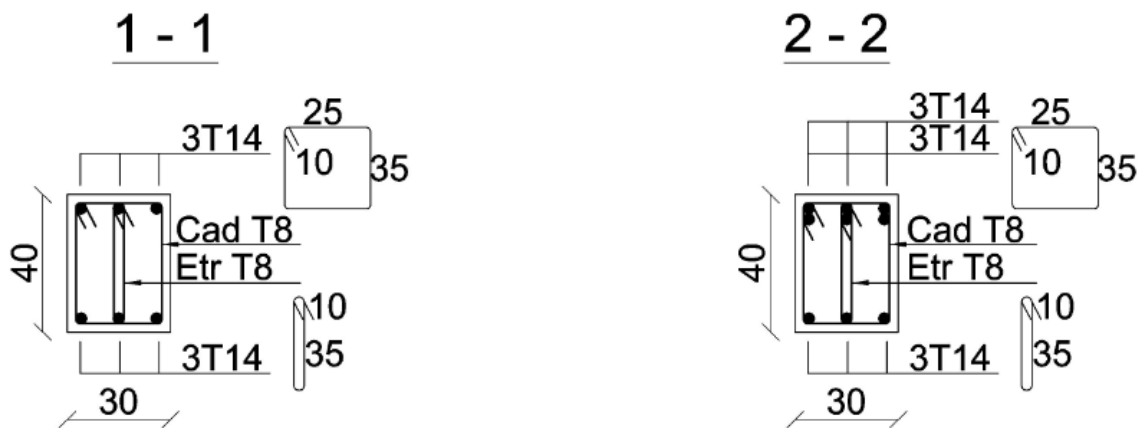


Figure (V.5) : Schéma de ferrailage de poutre (30x40).

V.3 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée 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 du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

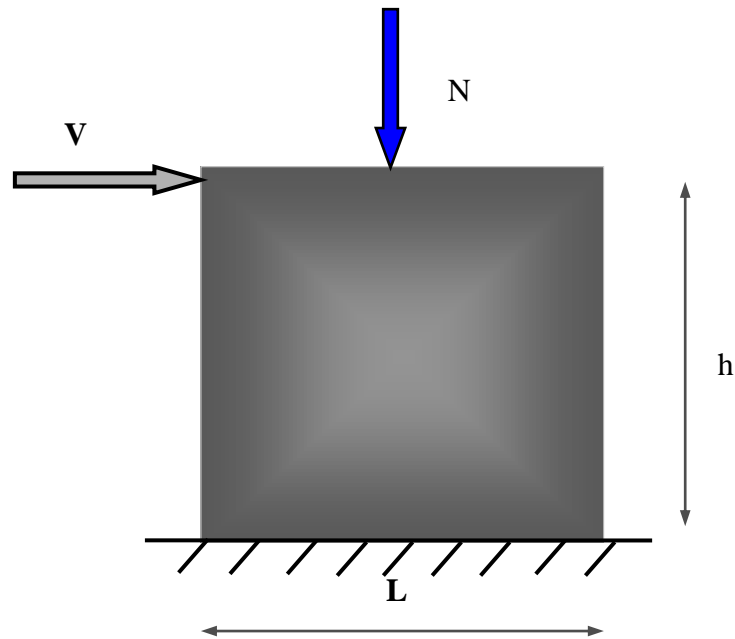


Figure 5.4: Sollicitations des voiles

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.3.1 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.3.2 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.3.3 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

➤ **Le BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

➤ **Selon le RPA 99 révisé 2003 :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

V.3.4 Prescriptions imposées le RPA99 :

❖ *Aciers verticaux :*

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

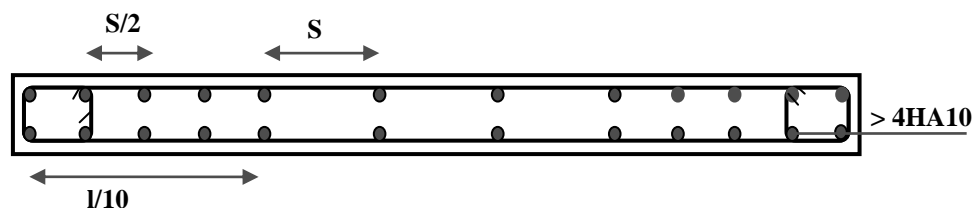
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

➤ En zone courante 0.1 %.

➤ Globalement dans la section du voile 0.15 %.

- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite
- des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$



❖ *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.

❖ *Aciers transversaux :*

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{array} \right. \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

b) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

c) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.3.5 Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre (04) zones.

- Zone 1: RDC, 1^{ème} niveau.
- Zone 2 : 2^{ème} et 3^{ème} niveau.
- Zone 3 : 4^{ème}, et 5^{ème} niveau.
- Zone 4: 6^{ème}, 7^{ème} niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a) Détermination des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

Ω : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

I : l'inertie de voile.

b) Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

c) Calcul de force :

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

d) Armature verticale :

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \rightarrow V = \text{l'effort tranchant}$$

e) Les Armatures minimales de RPA99 :

D'après le **RPA 2003 (Art 7.7.4.1)**:

$$A_{RPA} = 0.20\% b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

- Dans la section du voile courante :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times l$$

- Dans la zone courante:

$$A_{min} = 0.10 \% \times b \times l_{Courante}$$

V.3.6 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

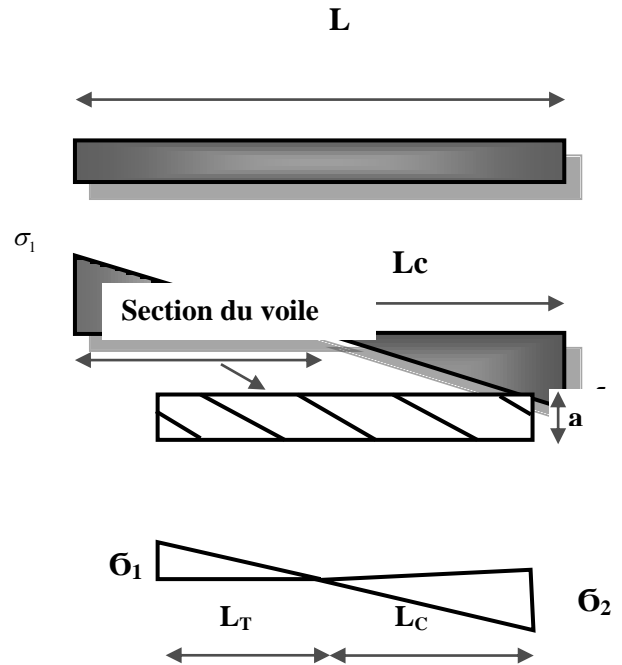
La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de **40%** (**Art 7.2.2 RPA 99**).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{Cal} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.



d: hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h: hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL : $\tau_u = V_{Cal} / bd$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

❖ *Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :*

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } S_t \leq \min (1,5 \times a; 30 \text{cm}) = 30 \text{ cm.}$$

k = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

k = 1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

k = 1 + 3σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

k = 1 - 10σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm}, σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$\mathbf{k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

❖ *Armatures horizontales :*

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø.

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

- Exemple d'application :

❖ *Ferraillage des voiles :*

On procéda par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

➤ **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**).

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier , $V = \frac{L_{voile}}{2}$

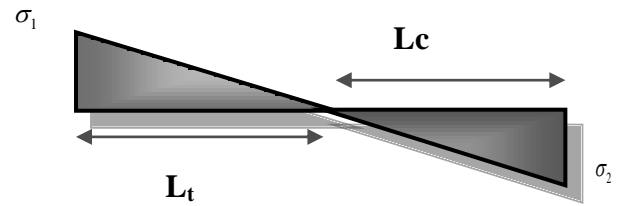
I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L \quad \Rightarrow \quad L_t : \text{Longueur tendue.}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b \quad \Rightarrow \quad F : \text{L'effort de traction.}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$



➤ **Armatures minimales selon le BAEL:**

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification à l'ELS:**

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , **A**: section d'armature adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

• **D'après le RPA99 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Ou: } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \quad \text{avec: } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b₀: épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91:**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

- ❖ **Exemple du calcul :**

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V15 (L=1.5m) dans la première zone.

Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

- **Détermination des sollicitations :**

$$L=1.5\text{m} ; e = 0.20\text{ m} ; V = 374.77\text{KN}$$

(M, N) sont donnés par ETABS

$$M_{\max} = 1331.448 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad N_{\text{corr}} = 1414.89\text{KN}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad I = 0.2 \times \frac{1.5^3}{12} = 0.05625 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e.L = 0.3 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 1.5/2 = 0.75\text{m}^2$$

➤ Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = \frac{1414.89}{0.3} + \frac{1331.448}{0.05625} \cdot 0.75 = 22468.94 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = \frac{1414.89}{0.3} - \frac{1331.448}{0.05625} \cdot 0.75 = -13036.34 \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

➤ Calcul de L_t :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 0.55\text{m}$$

➤ Calcul de la sollicitation équivalente :

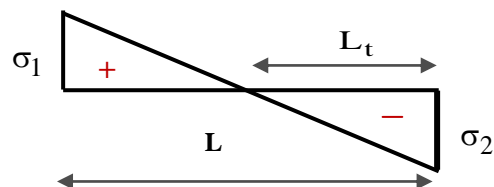
$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 717\text{KN}$$

➤ Armature vertical:

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

$$A_v = 0.0017925 \text{ m}^2$$

$$A_v = 17.92\text{cm}^2$$



➤ Armature minimale :

$$A_{\min RPA} = \max \left(0.2\% bL_t, \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $\begin{cases} \mathbf{b} : \text{épaisseur du voile.} \\ \mathbf{L_t} : \text{longueur de la section tendue.} \end{cases}$

$$0.2\% b L_t = (0.2 \times 0.2 \times 0.55) / 100 = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Bf_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 1.5 \times 2.1}{400} = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = \max (2.20\text{cm}^2, 15.75\text{cm}^2)$$

$$A_{\min RPA} = 15.75 \text{ cm}^2$$

➤ La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

Zone d'about : $\frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$ ➡ avec : **St = 7 cm**

Zone courante : $L_t = (150 - 2(15)) = 120 \text{ cm}$ ➡ avec : **St = 15 cm**

➤ Armatures horizontales :

D'après le BAEL91: $A_H = A_V / 4 = 17.92 / 4 = 4.48 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 20 \times 150 = 4.5\text{cm}^2.$$

$$A_{\min} = 4.5\text{cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max [RPA.V2003 ; BAEL] = 4.5\text{cm}^2$

$A_H = 4HA12 = 4.52\text{cm}^2$ ➡ Avec un espacement : **S_H = 15cm**

➤ Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit **4HA 8**

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)** à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{\max} = 374.77\text{KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{374.77 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.68} = 0.79\text{MPa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ Condition vérifiée.

Selon le BAEL: $\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{374.77 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.68} = 0.56 \text{ MPa}$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.26\text{MPa} \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à L'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = \frac{684.05 \times 10^3}{200 \times 1500 + 15 \times 17.92 \times 10^2} = 2.092 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Tableau résultats et ferrailage adoptées des voiles :

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t (m)	L _c (m)	Nt(KN)	A _{v cal} (cm ²)	Choix des barres
1	1.5	N (max)	1414.89	-1331.448	22468.94	13036.34	0.55	0.94	717.9	17.94	4T14 + 8T12
		N (min)	-267.31	1329.279	16832.68	18614.75	0.78	0.71	1466.29	36.66	
		M (max)	1414.89	-1331.448	22468.94	13036.34	0.55	0.94	717.9	17.94	
2	1.5	N (max)	718.33	-33.905	2846.5	1942.367	/	1.5	718.33	17.96	4T14 + 8T12
		N (min)	114.15	7.613	482.007	278.993	/	1.5	114.15	2.85	
		M (max)	636.51	-359.732	6918.127	2674.727	0.41	1.08	111.86	2.8	
3	1.5	N (max)	616.79	-336.875	6547.633	-2435.70	0.4	1.09	99.06	2.48	4T14 + 8T12
		N (min)	-61.33	401.969	5155.53	-5564.02	0.77	0.72	433.219	10.83	
		M (max)	-61.33	401.969	5155.53	-5564.02	0.77	0.72	433.219	10.83	
4	1.5	N (max)	436.16	-207.534	4220.98	1313.253	0.35	1.14	46.74	1.17	4T14 + 8T12
		N (min)	-95.33	634.546	8142.847	-8778.38	0.77	0.72	683.106	17.08	
		M (max)	-95.33	634.546	8142.847	-8778.38	0.77	0.72	683.106	17.08	

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
les zones	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
Zone1	374.77	0.792	5	C.V	0.566	3.26	C.V	684.05	1.927	15	C.V
Zone2	219.17	0.641	5	C.V	0.458	3.26	C.V	523.95	1.603	15	C.V
Zone3	169.77	0.496	5	C.V	0.355	3.26	C.V	377.31	1.166	15	C.V
Zone4	109.46	0.320	5	C.V	0.229	3.26	C.V	203.94	0.626	15	C.V

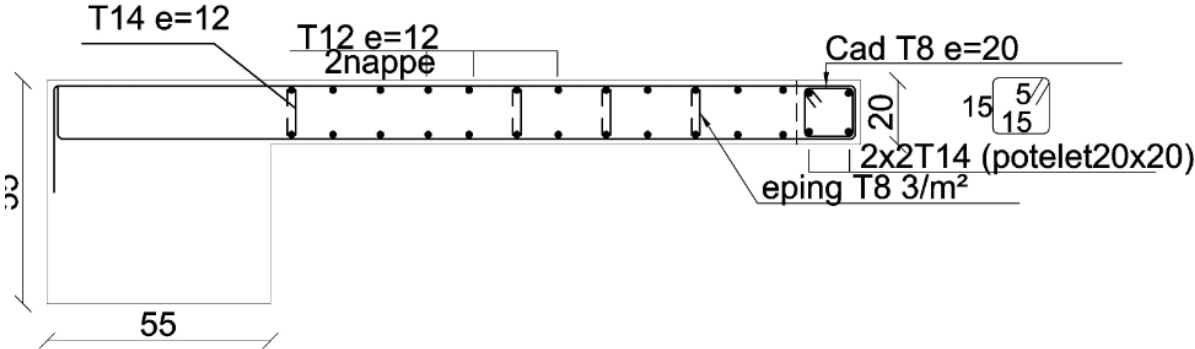


Figure 5.6: Schéma de ferrailage du voile

FONDATION :**VI.1 Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure (Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatique.); elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puis que de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers); soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➔ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➔ Des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites, mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type ; le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.3 Différents types de fondations :

Il existe quatre catégories de fondations :

➔ **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

➔ **Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

➔ **Les fondations spéciales :**

Colonnes ballastées : Il s'agit de colonnes de pierres ou de graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.

➔ **Les fondations surfaciques ou radier :**

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appuis deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines.

Il existe quatre types de radiers :

- Le radier dalle plate (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voûte.

Lorsque le radier est enterré et que la présence d'eau est possible, il conviendra de faire un cuvelage (radier de fosse ascenseur,).

Lorsque le radier est soumis à des poussées d'Archimède, il faut vérifier que ces poussées ne dépassent pas le poids de l'ouvrage. Dans le cas contraire, il faudra vérifier de manière à équilibrer les forces.

Si le dessus du radier est au ras du sol, il faudra réaliser une bêche périphérique de manière à assurer la mise hors gel de l'ouvrage.

VI.4 Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation qui dépend du :

- La nature de l'ouvrage à fonder :
Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,
- La nature du terrain
connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...

- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences, ...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

➔ Caractéristiques du sol :

- La nature de sol : c'est un sol ferme.
- Profondeur d'ancrage est de $D=1.6\text{m}$
- La contrainte admissible de sol : ($\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$).

VI.5 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Calcul de surface revenant à la semelle :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 2833.17 \text{ KN} \quad ; \quad \overline{\sigma}_s = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$S \geq \frac{2833.17 \cdot 10^{-3}}{0.2} = 14.16 \text{ m}^2$$

$$S_T = 7.65 \times 26 = 368.31 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{\text{Bât}} = 500\text{m}^2$

$$\frac{S_T}{S_B} = 73.66\% > 50\%$$

Conclusion :

- La surface des semelles calculée 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 nervuré**.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution.

VI.6 Etude du radier nervuré :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

IV.6.1 Pré dimensionnement du radier nervuré :

a) L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1) condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 8,00\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$D'o\grave{u} : 100\text{cm} \leq h_r \leq 160\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

a.2) condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \quad h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 8^4}{32164195 \times \pi^4}} \geq 1,35 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte : **$h_r = 145\text{cm}$** .

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

b) Condition de coffrage :

➔ **Pour la nervure :**

$$H_{\text{ner}} \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{800}{10} = 80\text{cm} \quad H_{\text{ner}} = 80\text{cm}.$$

$$b \geq \frac{h_r}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm}$$

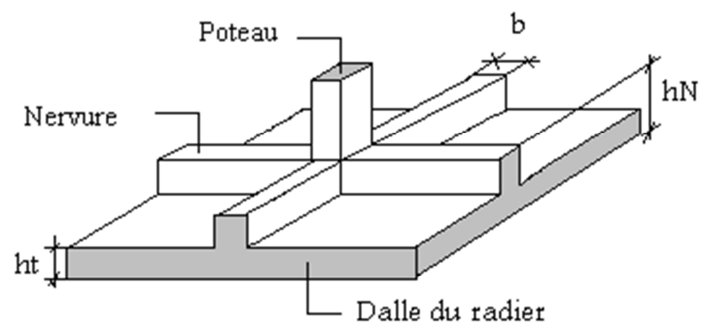


Figure (VI.1): Schema d'un radier.

➔ **Pour la dalle :**

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{800}{20} = 40\text{cm} \Rightarrow h_d = 65\text{cm}$$

$H_n = H + h = 140 \text{ cm}$.

NB :

il faut que la largeur des nervures doit être supérieure au plus grand coté du poteaux de la base pour qu'il se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des Charges aux nervures et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **65cm** et des nervures du **80cm** de hauteur et **65cm** de largeur.

- **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} (hr/2 ; 30\text{cm}) = 72,5\text{cm}. \quad \text{Soit : } D = 80\text{cm}.$$

La surface totale de l'immeuble est de 500 m^2 est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S_r = S_{\text{bat}} + D \cdot (\text{Périmètre}) = 500 + 0,80 \times (90)$$

S_r : Surface de radier S_{bat} : Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est : $S_r = 572 \text{ m}^2$.

IV.6.2 Vérification du radier :

a) Vérification de non poinçonnement :

➔ Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour.

- **Sous voiles :**

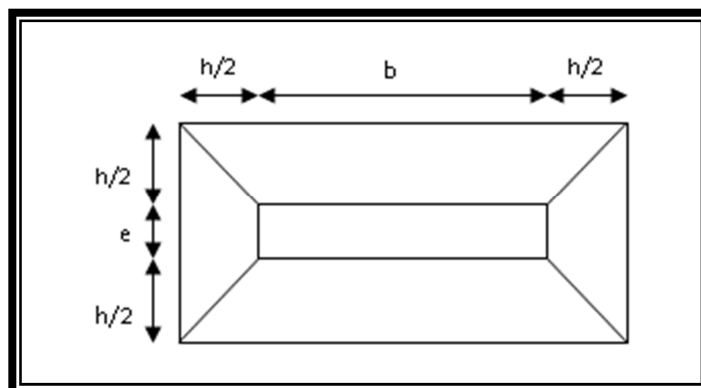


Figure (VI.2) : Schéma de transmission des charges.

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V_6) de longueur $L=1.5m$.

$N_{u,voil} = 4618.32kN$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1.5 + 2xh) = (3.4 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times (3.4 + 4h) \times h \times 25}{1,5}$$

$$N_u \leq 2.55h + 3h^2$$

On obtient : $3h^2 + 2,55h - 4,61 = 0$; D'où : $h \geq 73,14 \text{ cm} < h_{nervuré} \dots \dots \text{OK}$

- **Sous poteaux :**

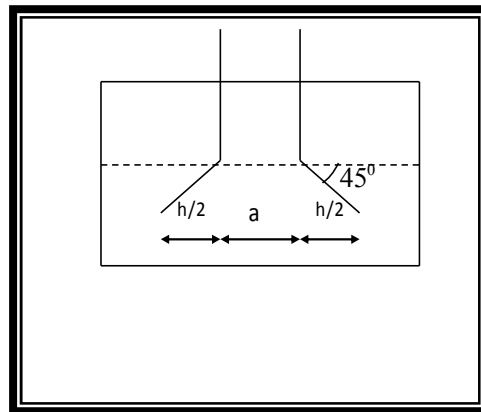


Figure (VI.3) : Schéma de transmission des charges.

$N_{u,pot} = 2700,37 \text{ kN}$ Effort Normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,55 + h) = (2,2 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times (2,2 + 4h) \times h \times 25}{1,5}$$

On obtient : $3h^2 + 1.65h - 2,70 = 0$

D'où : $h \geq 71,27 \text{ cm} < h_{nervuré} \dots \dots \text{OK}$.

➔ **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

b) Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1,50; \quad d = 0,90 h_r; \quad ; \quad b = 1,00\text{m}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 8,00 m.

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{qL_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{cases}$$

1) Détermination des charges et des surcharges :

Superstructure : $G = 35415.19 \text{ KN}$ $Q = 7540.8 \text{ KN}$

➔ **Infrastructure :**

- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 90m avec une hauteur de 3,4m.

$$G_{vp} = e \times h \times l \times 25 = 1530 \text{ KN}$$

- Poids du radier :

$$G_{rad} = S_r \times h_{dalle} \times 25 = 20735 \text{ KN}$$

Donc : $G_{totale} = 57680,19 \text{ KN}$; $Q_{totale} = 7540.8 \text{ KN}$

2) Détermination des efforts :

Sollicitations :

$$\text{-ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \quad N_U = 89179.45 \text{ KN}$$

$$\text{-ELS: } N_S = N_G + N_Q \quad N_S = 65220.99 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \quad h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times 0.06 f_{cj}}$$

$$h_r \geq \frac{89179.45 \times 8,00 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 572 \times 0,06 \times 25 \times 10^3} = 0,69 \text{ m} < 1,45 \text{ m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 1,45 \text{ m}$ est vérifié vis-à-vis au cisaillement

➔ **Détermination du centre de gravité du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} X_G = 10.10 \text{ m.} \\ Y_G = 12.805 \text{ m.} \end{cases}$$

$$S_r = 572 \text{ m}^2$$

➔ **L'excentricité :**

$$e_x = |X_S - X_R| = 0,23\text{m}$$

$$e_y = |Y_S - Y_R| = 0,45\text{m}$$

➔ **Calcul de l'inertie du radier :**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est : $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_x = 26041,66\text{m}^4 \\ I_y = 16666,66\text{m}^4 \end{cases}$$

Diagramme trapézoïdal des contraintes :

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

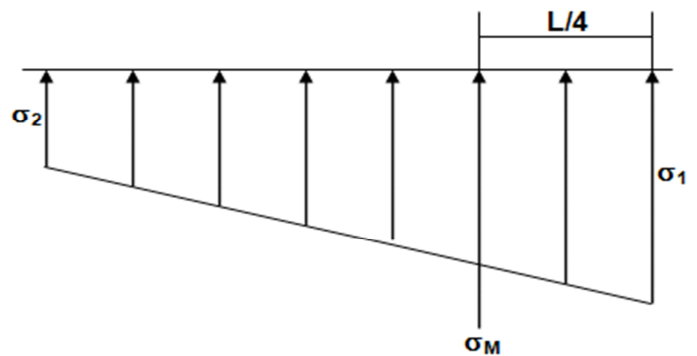


Figure (VI.5) : schéma des contraintes

c) Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E) :

N : effort normal dû aux charges verticales.

$$N = 28332,15 \text{ KN}$$

M : effort de renversement dû au séisme

$$M_x = 72422,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 56394,71 \text{ KN.m}$$

$$S_{raider} = 572\text{m}^2$$

• Sens longitudinal :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 183,99 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 127,81 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 169,94 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

• Sens transversale :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 199.23 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 112.59 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 227.37 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée.

➔ Vérification de la stabilité au renversement selon RPA :

D'après le RPA 99 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

e : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

• Sens longitudinal : $e_x = 0.23 \text{ m} < \frac{a}{4} = 6,075 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

Sens transversal : $e_y = 0.45 \text{ m} < \frac{b}{4} = 4,775 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

d) Vérification de contrainte de tassement (G+Q+ E) :

Tableau (VI.2) : Vérification de tassement

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	89179.45	89179.45
S(m ²)	572	572
M (KN.m)	72422.98	56394.71
V (m)	10.10	12.80
I (m ⁴)	26041.66	16666.66
σ_1 (KN/m ²)	183.39	199.23
σ_2 (KN/m ²)	127.81	112.59
σ_{moy} (KN/m ²)	169.94	227.37
σ_{adm} (KN/m ²)	300	300
Vérification	Vérifié	Vérifié

e) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

-**N** : Effort normal dû aux charges verticales

-**M** : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Tableau (VI.3) : Vérification des contraintes normales.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	89179.45	89179.45	65220.99	65220.99
M (KN.m)	13598,53	177580,79	9954,72	129996,96
V (m)	10.10	12.80	10.10	12.80
I (m ⁴)	26041.66	26666.66	26041.66	26666.66
S(m ²)	572	572	572	572
σ_1 (KN/m ²)	194,45	255,50	142,35	187,05
σ_2 (KN/m ²)	167,13	106,08	122,35	77,65
σ_{moy} (KN/m ²)	187,62	218,15	137,35	159,70
σ_{adm} (KN/m ²)	279,30	279,30	210	210
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

f) Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est 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 :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

V :L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 1,35m

$$M_{Sta,x} = 0,8 \times W \times b_x = 0,8 \times 30567,07 \times 10,10 = 246981,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0,8 \times W \times b_y = 0,8 \times 30567,07 \times 12,80 = 313006,79 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 52985,18 + 2463,40 \times 1,45 = 56557,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 52473,61 + 2426,6 \times 1,45 = 55922,18 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 6,31 > 1,5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 4,60 > 1,5$$

➔ **Conclusion** : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1,5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

i) Vérification de la poussée hydrostatique :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique. On doit vérifier que : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$ (radier).

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = 30567,07 + 20735 + 572 = 51874,07 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure (h = 3,40 m).

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_{rad} = 1,5 \times 10 \times 3,40 \times 572 = 29172 \text{ KN} \leq 51874,07 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

g) La surface minimale du radier :

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

$$\text{➔ A l'ELU : } S_{rad} \geq \frac{Nu}{1,3 \cdot \sigma_{adm}} = \frac{89179,45}{1,33 \times 200} = 335,26 \text{ m}^2$$

$$\text{➔ A l'ELS : } S_{rad} \geq \frac{Ns}{\sigma_{adm}} = \frac{65220,99}{200} = 326,10 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface du radier ($S_{rad} = 572 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface minimale donc la condition est vérifiée.

IV.6.3 Ferrailage du radier :

a) Ferrailage de la dalle :

Le radier est calculé comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

a.1) Calcul des moments :

- **Les sollicitations à L'ELU : $\nu=0$**

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 89179.45 / 572 = 155.90 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 155.90 / \text{m}^2$$

- **Les sollicitations à L'ELS : $\nu = 0,2$**

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 65220.99 / 572 = 114.022 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 114.022 \text{ KN/m}^2$$

Si : $0 < \alpha < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8 M_y = 0$$

Si : $0,4 < \alpha < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2 M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- **Pour les panneaux de rive :**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,30 M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- **Pour les panneaux intermédiaires :**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40.

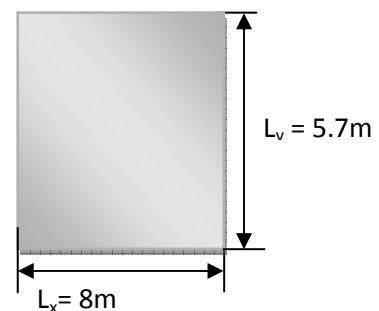


Figure (VI.6) : Le panneau le plus sollicité

ELU : $v = 0$; $Q_u = 155.90 \text{ KN/m}^2$:

Tableau (VI.4) : Les moments à L'ELU.

Panneaux	L_x (M)	L_y (M)	α	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.M)	M_{oy} (KN.M)
P	8	5.7	0,71	0,0596	0,5440	258,71	140,74

ELS : $v = 0,2$; $Q_{ser} = 114.022 \text{ KN/m}^2$:

Tableau (VI.5) : Les moments à L'ELS.

Panneaux	L_x (M)	L_y (M)	α	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.M)	M_{oy} (KN.M)
P	8	5.7	0,71	0,0661	0,6710	210,05	140,94

➔ **Pourcentage minimal d'acier :**

Suivant le petit côté : $A_{y\min} \geq 8 h = 4,80\text{cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{x\min} \geq 8 h [(3- \alpha) / 2] = 5,35\text{cm}^2 \dots\dots$ BAEL 91 Page (391)

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 6,52\text{cm}^2$

➔ **Espacement maximal :**

$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}.$

$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ BAEL 91.

a.2) Calcul des armatures à L'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 65 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 54 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$

les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.6) : Les armatures à L'ELU

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	219,90	77,61	119,63	42,22
μ_{bu}	0,053	0,019	0,029	0,010
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	oui	oui	oui	oui
A_s (cm ² /ml)	12,09	4,18	6,48	2,26
A_{smin} (cm ² /ml)	6,52	6,52	6,52	6,52
Choix des Ø	5HA25	5HA14	5HA20	5HA14
A_s adopté	24,55	7,70	15,70	7,70
Espacement	20,00	20,00	20,00	20,00

a.3) Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta \cdot K (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_s = 202 MPa$.

Tableau (VI.7) : Vérification des panneaux de radier.

	Sens	M _{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st}	Observation
Appuis	XX	63,02	10,07	256935,32	2,47	161,61	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	42,28	10,07	256935,32	1,66	108,43	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	XX	178,54	16,60	667569,89	4,44	150,05	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	119,80	13,77	468177,95	3,52	154,43	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

b) Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L = 0,70 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre carré (1m²).

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

h = 50 cm; b = 1,00 m

d = 0,9 h = 0,45 m

b.1) Présentation schématique :

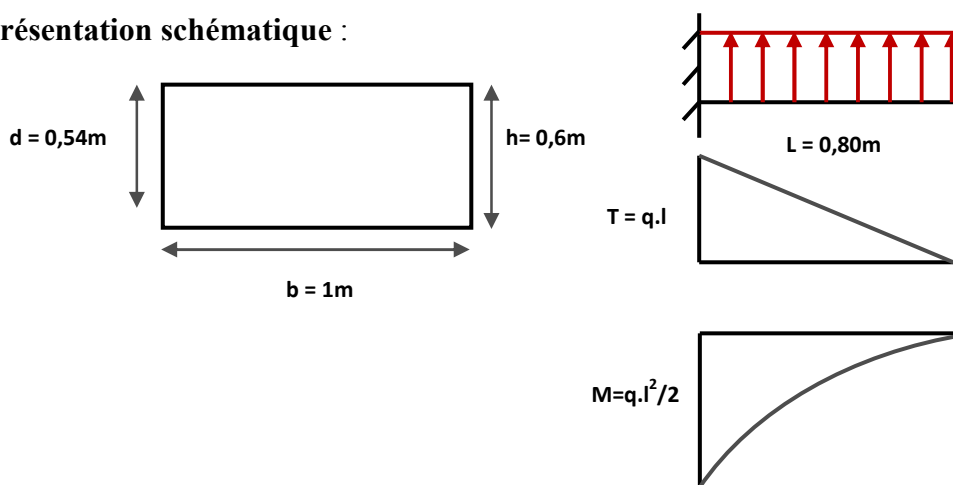


Figure (VI.7) : Schéma statique du débord.

b.2) Ferrailage à L'ELU :

$$M_u = q_u L^2 / 2 = 180,71 \times (0,80)^2 / 2 = 0,058 \text{ MN.m.}$$

$$M_s = q_s L^2 / 2 = 132,35 \times (0,80)^2 / 2 = 0,042 \text{ MN.m.}$$

$$A_s = 3,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{s \text{ min}} = 6,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc $A_s = \max (A_{s \text{ ultime}} ; A_{s \text{ min}})$.

$$A_s = 6,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on choisit 5HA14 = 7,70m² /ml avec un espacement 20 cm.

b.3) Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,1 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad ; \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$d = 0,9 h = 0,54 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times l = 144,63 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0,267 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad 0,267 < 2,50 \quad \Rightarrow \quad \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

b.4) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau (VI.8) : Vérification des contraintes al'ELS.

Zone	M _{ser} [KN.m]	A _{adop} (cm ²)	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
Débord	42,00	7,70	1,65	107,71	15,00	202	Vérifier

➔ Ferrailage :

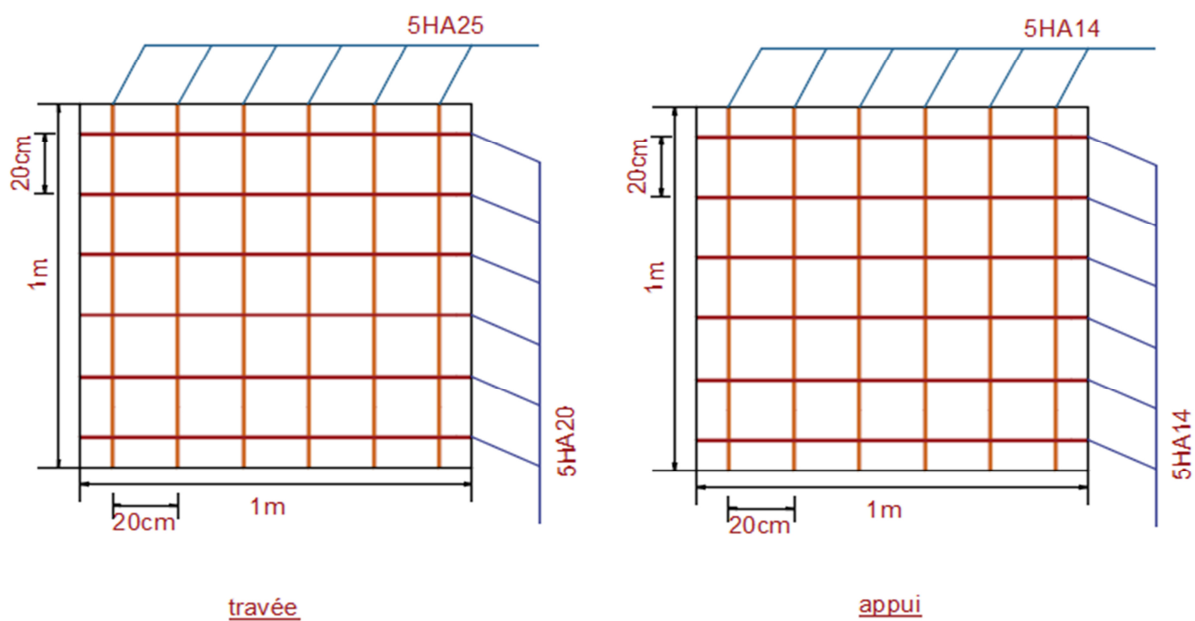


Figure (VI.8) : Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.

c) Ferrailage de la nervure :

Ce sont des poutres disposées le long de radier. Elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 145 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

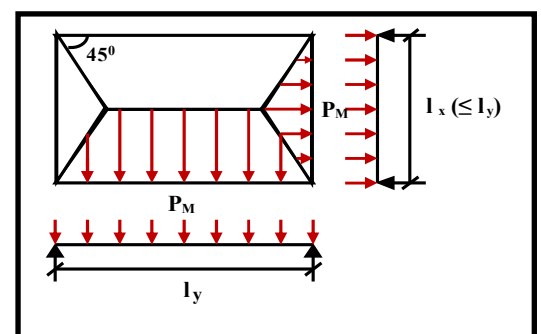
Tel que la largeur du poteau le plus large est de 55 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file 3 dans le sens XX et la file E dans le sens YY.

➔ **Transmission des charges des dalles aux poutres :**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand coté.



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres P_M : produisant le même moment fléchissant à mi- travée de la poutre de référence par la dalle,

pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$	$P = \frac{L_x Q}{4}$

Remarque : pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

c.1) Détermination des moments à ELU :

Sens X-X :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 2

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.9) : les charges de la poutre la plus sollicitée sens longitudinale.

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A--B	0,987	0,987	180,79	183,14	183,14	366,28
B--C	0,975	0,975	180,79	176,27	176,27	352,54
D--E	0,937	0,937	180,79	169,49	169,49	338,98

Sens Y-Y :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file F

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.10) : les charges de la poutre la plus sollicitée sens transversal.

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1--5	0,570	0,766	171,95	235,90	273,29	509,19
5--8	0,816	0,913	171,95	195,32	180,79	376,11
8--9	0,612	0,822	171,95	135,60	135,60	271,19
9--10	0,816	0,913	171,95	195,32	180,79	376,11
10--13	0,570	0,766	171,95	235,90	273,29	509,19

Les moments sur appuis et travée au long d la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

Sens X-X :

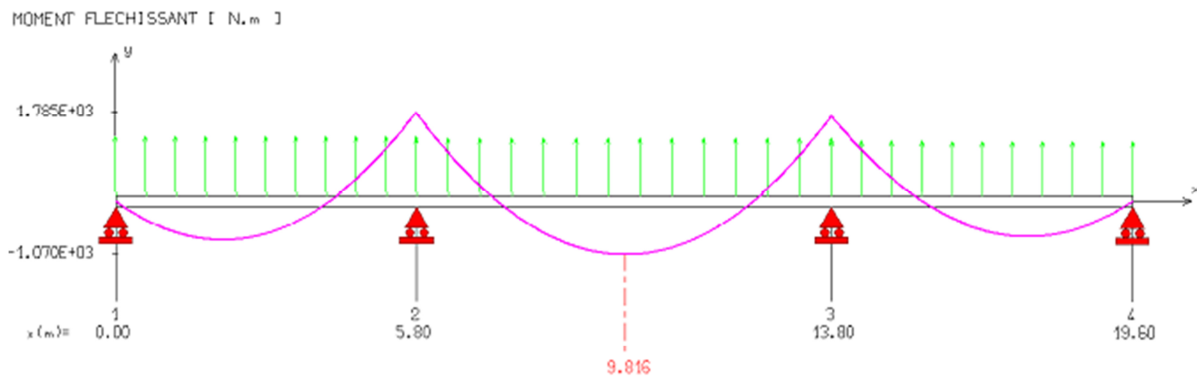


Figure (VI.9) : diagramme de moment sens transversale à L'ELU.

Sens Y-Y :

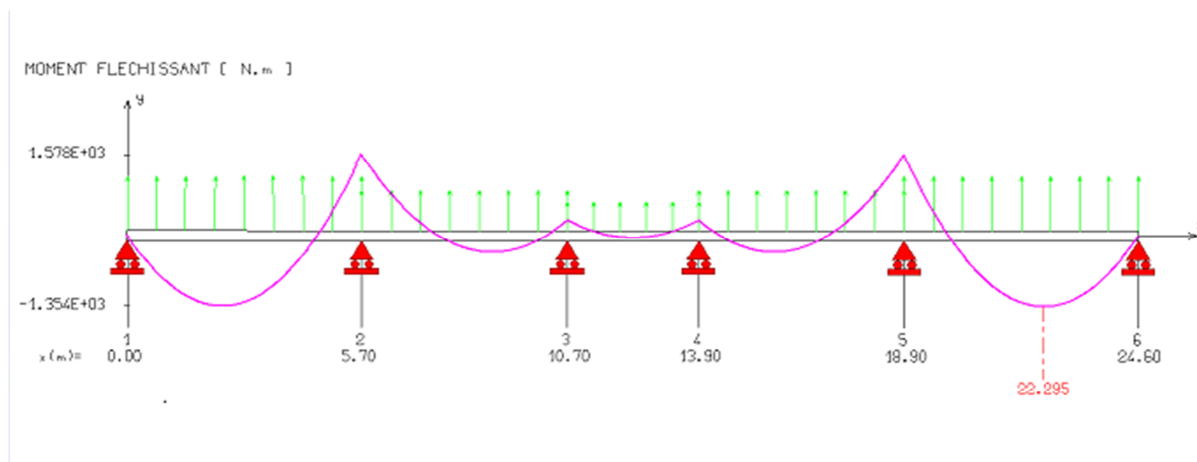


Figure (VI.10) : diagramme de moment sens transversale à L'ELU.

c.2) Détermination des moments à ELS :

Sens X-X :

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.11) : les charges de la poutre la plus sollicitée sens longitudinale.

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A--B	0,987	0,987	132,35	134,07	134,07	268,14
B--C	0,975	0,975	132,35	129,04	129,04	258,70
D--E	0,937	0,937	132,35	124,07	124,07	248,16

Sens Y-Y :

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.12) : les charges de la poutre la plus sollicitée sens transversal.

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1--5	0,570	0,766	132,35	172,70	200,06	372,86
5--8	0,816	0,913	132,35	142,99	132,35	275,34
8--9	0,612	0,822	132,35	99,26	99,26	198,52
9--10	0,816	0,913	132,35	142,99	132,35	275,34
10--13	0,570	0,766	132,35	172,70	200,06	372,86

Les moments sur appuis et travée au long d la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

Sens X-X :

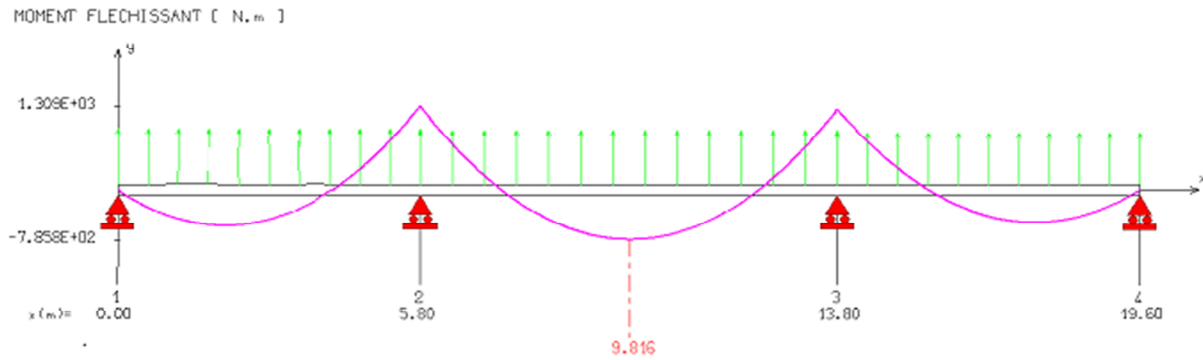


Figure (VI.11) : diagramme de moment sens longitudinal à L'ELS.

Sens Y-Y :

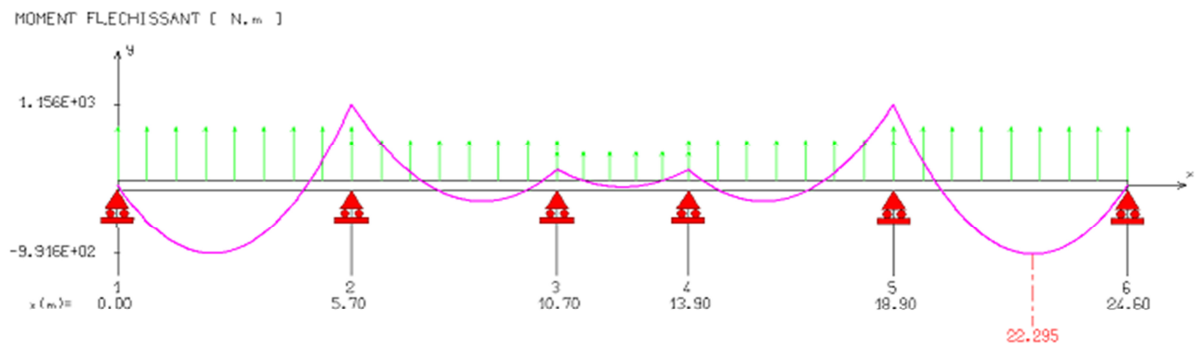


Figure (VI.12) : diagramme de moment sens transversale à L'ELS.

c.3) Détermination des efforts :

Le calcul du ferrailage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. Les efforts sont calculés par la méthode des trois moments

Tableau (VI.13) : calcul des efforts.

Combinaison	Sens X-X			Sens Y-Y		
	V _{MAX} (KN)	M (KN. m)		V _{MAX} (KN)	M (KN. m)	
		Sur appui	En travée		Sur appui	En travée
E.L.U.	1570	2008	1706	1921	1863	1759
E.L.S.	1149	1470	1249	1406	1364	1288

c.4) Dimensionnement des nervures :

La section de la nervure est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{8}{10}; \frac{7,7}{2}\right) \rightarrow b_1 = 0,65 \text{ m} \rightarrow b = 200$$

$$h = 145 \text{ cm} ; h_0 = 65 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 130,50 \text{ cm}$$

$$b_0 = 65 \text{ cm} \quad C = 5 \text{ cm}$$

c.5) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 34,24 \text{ cm}^2$$

c.6) Calcul du ferrailage :

➔ **Armatures longitudinales :**
de la nervure

• **A l'ELU :**

$$M_u < M_{Tu} = 17981,46 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Le calcul se fera pour une section rectangulaire.}$$

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

Tableau (VI.14) : ferrailage à l'ELU.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	2008	1706	1863	1759
Section	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)
μ_{lu}	0,295	0,295	0,295	0,295
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$0,040 \leq 0,295$	$0,034 \leq 0,295$	$0,037 \leq 0,295$	$0,035 \leq 0,295$
Z (m)	1,27	1,27	1,27	1,27
A_u (cm ²)	45,29	38,34	41,95	39,55
A_{min} (cm ²)	34,24	34,24	34,24	34,24
Choix des barres	6HA25 + 6HA20	6HA25 + 6HA16	6HA25 + 6HA20	6HA25 + 6HA16
As adopté (cm ²)	48,30	41,52	48,30	41,52
Espacement(cm)	10	10	10	10

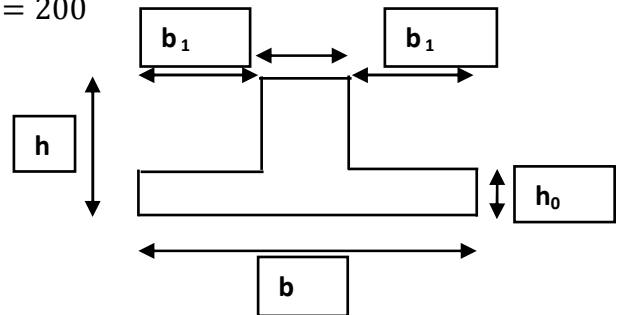


Figure (VI.13) : Dimensions

c.7) Vérification :

➔ **A l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) A_{min} \Rightarrow = 34,24 \text{ cm}^2$$

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

On prend l'effort tranchant max. 1

$$V_{u \max} = 1921 \text{ KN.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5MPa) = 3,33MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➔ **A l'ELS :**

- **Contrainte de compressions dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15,00Mpa$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Sens X-X :

Tableau (VI.15) :Vérification des contraintes des bétons sens longitudinale.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	1470	48,30	4,30	15,00	Vérifiée
Travée	1244	41,52	3,88	15,00	Vérifiée

Sens Y-Y :

Tableau (VI.16) :Vérification des contraintes des bétons sens transversale.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	1364	48,30	3,99	15,00	Vérifiée
Travée	1288	41,52	4,01	15,00	Vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures :(fissuration préjudiciable)**

Sens X-X :

Tableau (VI.17) :Vérification des contraintes des aciers sens longitudinale.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Appuis	1470	48,30	250,32	202	N. Vérifiée
Travée	1244	41,52	245,26	202	N. Vérifiée

Sens Y-Y :

Tableau (VI.18) : Vérification des contraintes des aciers sens transversale.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Appui	1364	48,30	232,27	202	N. Vérifiée
Travée	1288	41,52	253,93	202	N. Vérifiée

c.8) ferrailage A l'ELS :

La fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

Tableau (VI.19) : ferrailage A l'ELS.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _{ser} (MN. m)	1470	1244	1364	1288
Section	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)
α_r	0,527	0,527	0,527	0,527
Z _r (m)	1,076	1,076	1,076	1,076
M _{rb} (KN. m)	3673,39	3673,39	3673,39	3673,39
M _{ser} < M _{rb}	C.V	C.V	C.V	C.V
A _s (cm ²)	67,63	57,23	62,75	59,25
A' _s (cm ²)	0,00	0,00	0,00	0,00
A _{smin} (cm ²)	34,24	34,24	34,24	34,24
Choix des barres	16HA25	12HA25	12HA25+2HA20	12HA25+2HA20
A _{sadopté} (cm ²)	71,48	58,92	65,20	65,20
Espacement(cm)	10,00	10,00	10,00	10,00

c.9) Armatures transversales :

➔ **BAEL 91/99 :CBA 93**

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,9 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ * S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ * \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \end{array} \right.$$

➔ RPA99 modifié en 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ * S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ * S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \quad \text{et} \quad \phi_l \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}}$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales

AN:

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 2,14 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$; $d = 130,5 \text{ cm}$.

• **Espacement des armatures transversales :**

Tableau (VI.20) : Espacements transversaux des nervures.

Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t CBA 93 [cm]	S _t choisit [cm]
65 × 145	Courante	72,50	40,00	15,00
	Nodale	30,00		15,00
65 × 145	Courante	72,50	40,00	15,00
	Nodale	30,00		15,00

• **Choix des armatures transversales**

Tableau (VI.21) : choix des armatures transversales des nervures.

Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
65 × 145	courante	15,00	10,00	3,15	4,71	6T10
	nodale	15,00		3,15	4,71	6T10
65 × 145	courante	15,00	10,00	3,15	4,71	6T10
	nodale	15,00		3,15	4,71	6T10

• **Justification des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} = 0,40 \text{ MPa}$$

Sens x-x :

- Zone courante 1,05MPa > 0,40 MPa **Vérifié.**
- Zone nodale 1,05MPa > 0,40 MPa **Vérifié.**

Sens y-y :

- Zone courante 1,05 MPa > 0,40 MPa **Vérifié.**
- Zone nodale 1,03 MPa > 0,40 MPa **Vérifié.**

c.10) Armature De Peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peaudont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pources armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments cas général on a 3 cm²/ m pour les armatures de peau.

$$A_p = 3 \times 2x(b_0+h) = 12,00\text{cm}^2$$

On adopte : 6 HA16 \Rightarrow A_p = 12,06 cm²

Ferraillage :

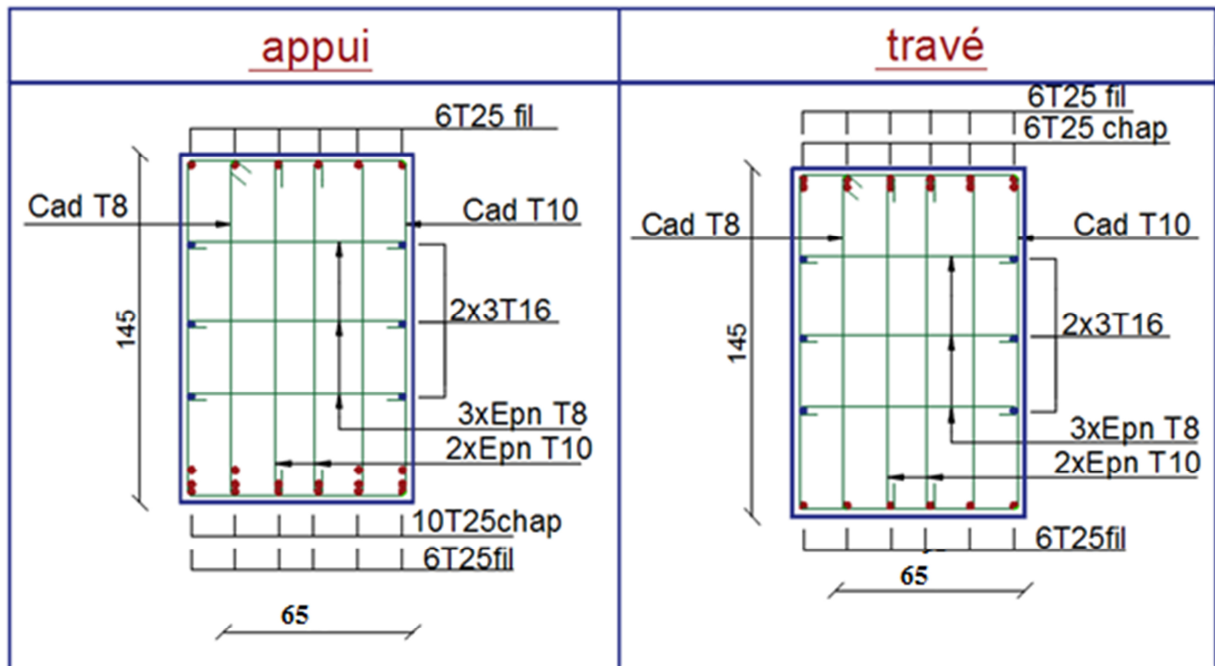


Figure (VI.14) : Ferraillage des poutres nervures sens longitudinale.

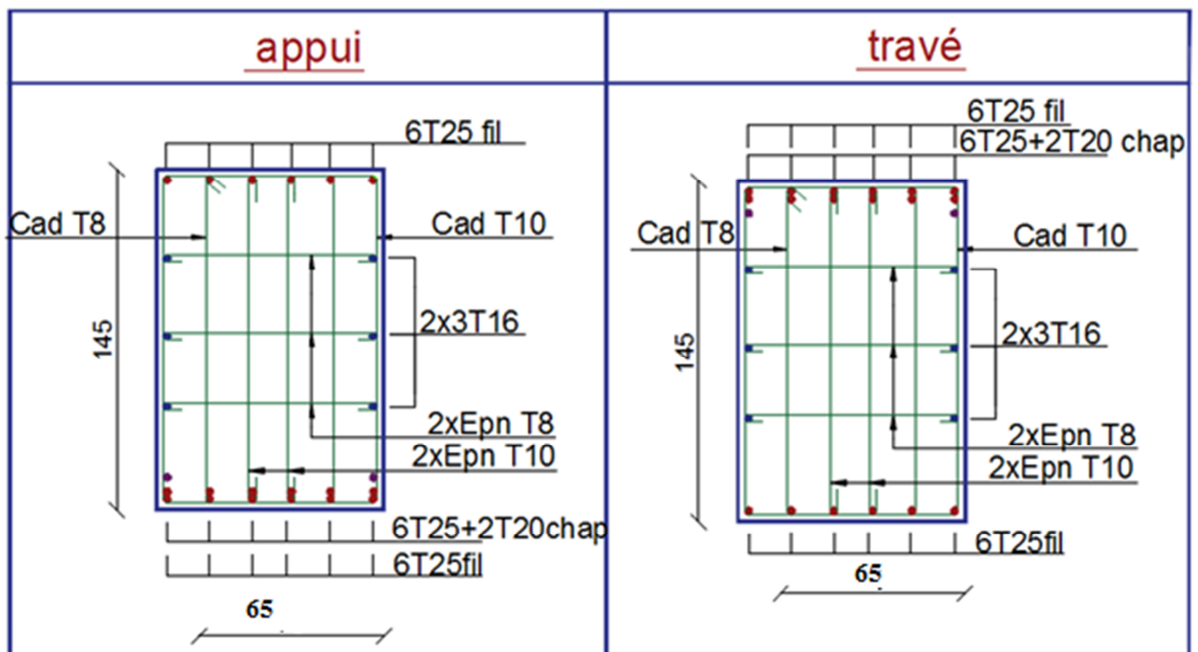


Figure (VI.15) : Ferraillage des poutres nervures sens transversale.

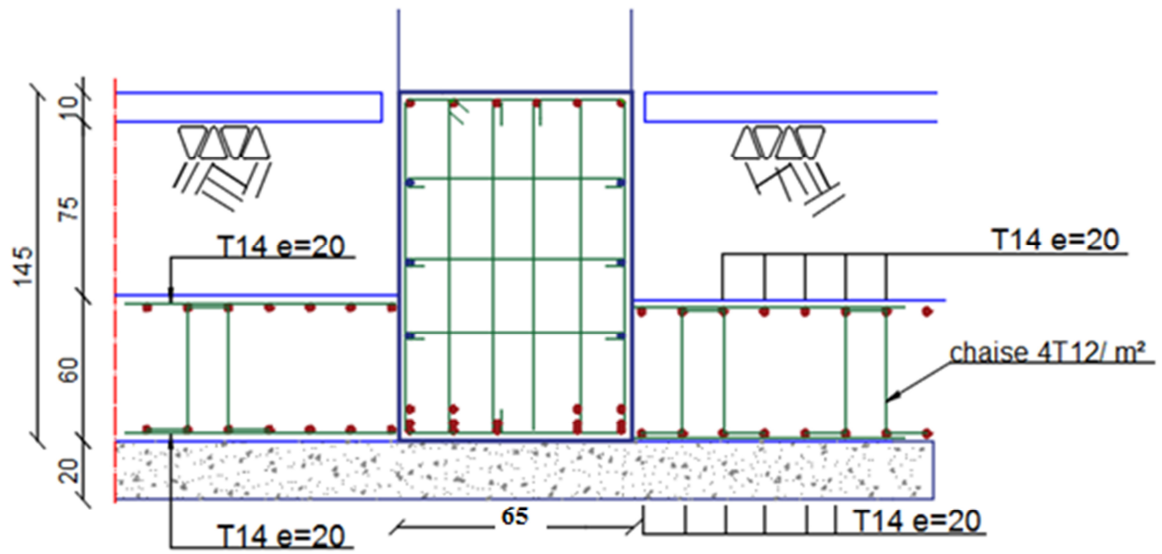


Figure (VI.16) : exemple Ferrailage de radier aux appuis sens x-x.

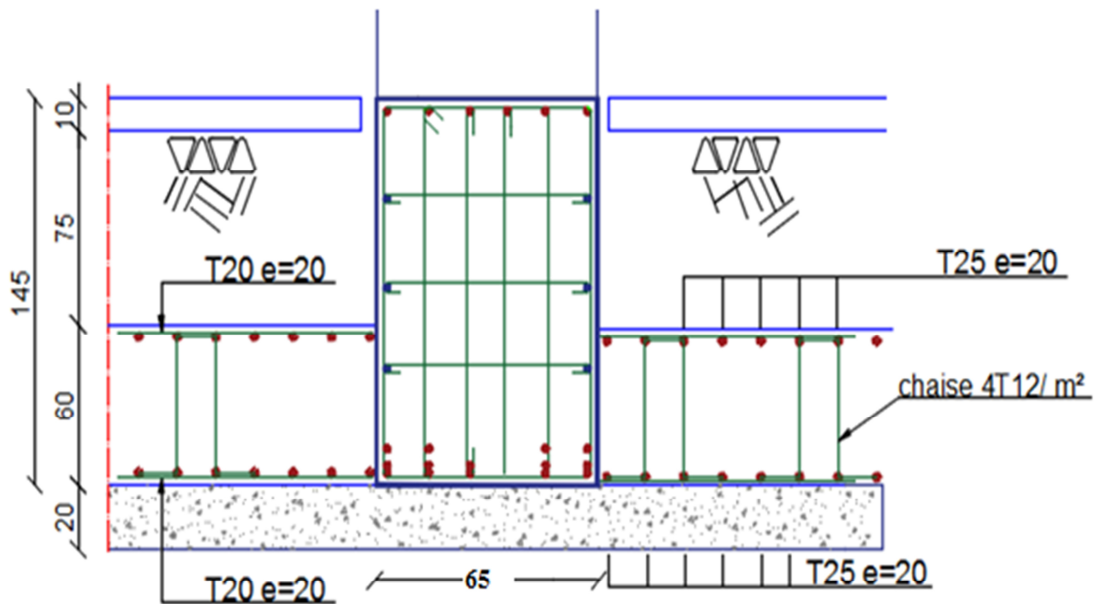


Figure (VI.17) : exemple Ferrailage de radier aux travée sens x-x.

VI.7 Etude de voile périphérique

IV.7.1 Introduction

Comme notre ouvrage est situé en zone **I**b**** et conformément à l'article (10.1.2) du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3.4 m, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

IV.7.2 Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

IV.7.3 Dimensionnement du voile périphérique

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

Épaisseur de 25cm.

- Hauteur de 3.4 m.
- Longueur de 90 m

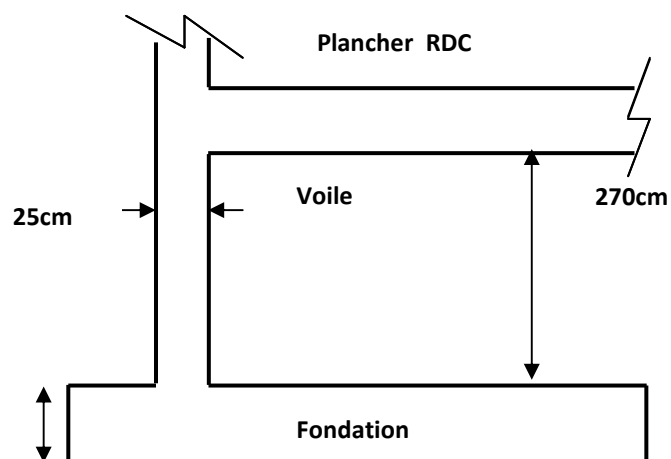


Figure VI.19. Le voile périphérique

IV.7.4 Ferrailage

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encadrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres, Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

IV.7.5 Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales ont une section $A_l \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

On a :

$$h = 3.4 \text{ m} ; \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 ; \phi = 25^\circ ; C = 0$$

Avec :

ϕ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

C : Cohésion

$$\text{Et : } K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right] = 0.406$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

➤ **Calcul de la force de poussées :**

$$\sigma_h = k_0 \times \gamma_d \times h$$

$$\sigma_h = (0.406) \times 18 \times (3.4)$$

$$\sigma_h = 24.84 \text{ KN/m}$$

➤ **Surcharge accidentelle**

$$q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ (route fréquenter)}$$

$$\sigma_q = K_0 \times q$$

$$\sigma_q = 2.03 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Contrainte totale**

• **ELU**

$$\sigma_{\min} = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 3.05 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\max} = 1.35\sigma_{h(3.4)} + 1.5\sigma_q = 36.57 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 28.19 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS**

$$\sigma_{\min} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.03 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{h(3.4)} + \sigma_q = 26.87 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 20.66 \text{ KN/m}^2$$

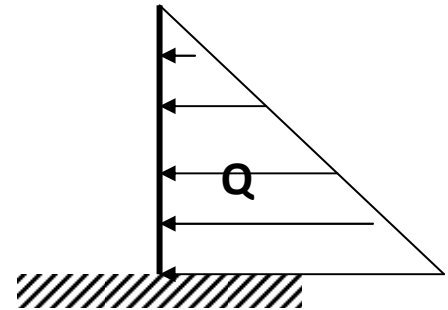


Figure VI.20. Schéma statique

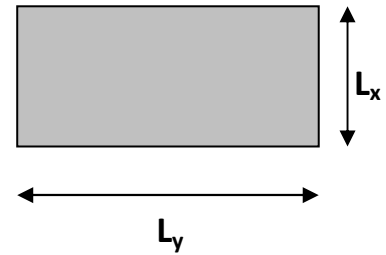
➤ **Evaluation des sollicitations :**

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle et pour une bande de 1m de largeur.

$$L_x = 3.2 \text{ m} ; \quad L_y = 5.8 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{3.2}{5.8} = 0.55$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1$ Le panneau porte sur les deux sens.



➤ **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis ; Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1m.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel.

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{moy} \times l^2_x & \text{Dans le sens de la petite portée.} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} & \text{Dans le sens de la grande portée} \end{cases}$$

Les valeurs de μ_x, μ_y .sont données par le BAEL.

Ventilation des moments $\begin{cases} M_t = 0.75M_0 \\ M_{app} = 0.5M_0 \end{cases}$

➤ **Ferrailage minimal**

Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100/100 = 2\text{cm}^2/\text{ml.}$$

Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{min} = 0,0008.b.h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Tableau VI.18. Moment longitudinale et transversale.

	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	μ_x	μ_y	$\sigma_{moy}(\text{KN/m}^2)$	$M_{0x}(\text{KN.m})$	$M_{0y}(\text{KN.m})$
ELU	3.2	5,8	0,55	0,0951	0,2500	23,03	15,97	3,99
ELS	3.2	5,8	0,55	0,0987	0,3758	22,00	15,82	5,95

TableauVI.19. Ferrailage du voile périphérique.

Armatures longitudinales				
Localisation	Sens X-X (Vertical)		Sens Y-Y (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (kN.m)	11,97	7,99	2,99	2.0

A_s (cm²/ml)	2,06	1,36	0,51	0,34
A_{smin}(cm²/ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
A_s adopté (cm²)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

➤ L'espace

$$S_t(X-X) = S_t(Y-Y)$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3.h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

VI.5.6. Les Vérifications

➤ L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{cnf} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{cnf} = 2.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

❖ Selon X :

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 23,03 \times \frac{3.2}{2} \times \frac{1}{1 + 0.255} = 24,77 \text{ KN/m}$$

❖ Selon Y :

$$V_{uy} = q_u \frac{L_y}{3} = 23,03 \times \frac{5,25}{3} = 40,30 \text{ KN/m}$$

$$\tau = \frac{24,77 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.11 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\tau = \frac{40,30 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.18 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

- Vérification d'armature transversale à l'effort tranchant (Art-5.2.2/CBA93)

Aucune armature transversale n'est requise car la dalle est coulée sans reprise de bétonnage

La contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivant :

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$ et $\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{40,30 \times 10^3}{1000 \times 255} = 0.18 \text{ MPa} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **l'ELS (fissuration préjudiciable)**

• **Vérifications des contraintes dans le béton**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

Avec :

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

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

• **Vérifications des contraintes dans l'acier**

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.20. Vérifications des contraintes.

	sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	Obs
Travée	X-X	11,87	5,8	39394	1,8	89,1	CV
	Y-Y	4,46	5,8	39394	0,7	33,5	CV
Appuis	X-X	7,91	5,8	39394	1,2	59,4	CV
	Y-Y	2,98	5,8	39394	0,4	22,4	CV

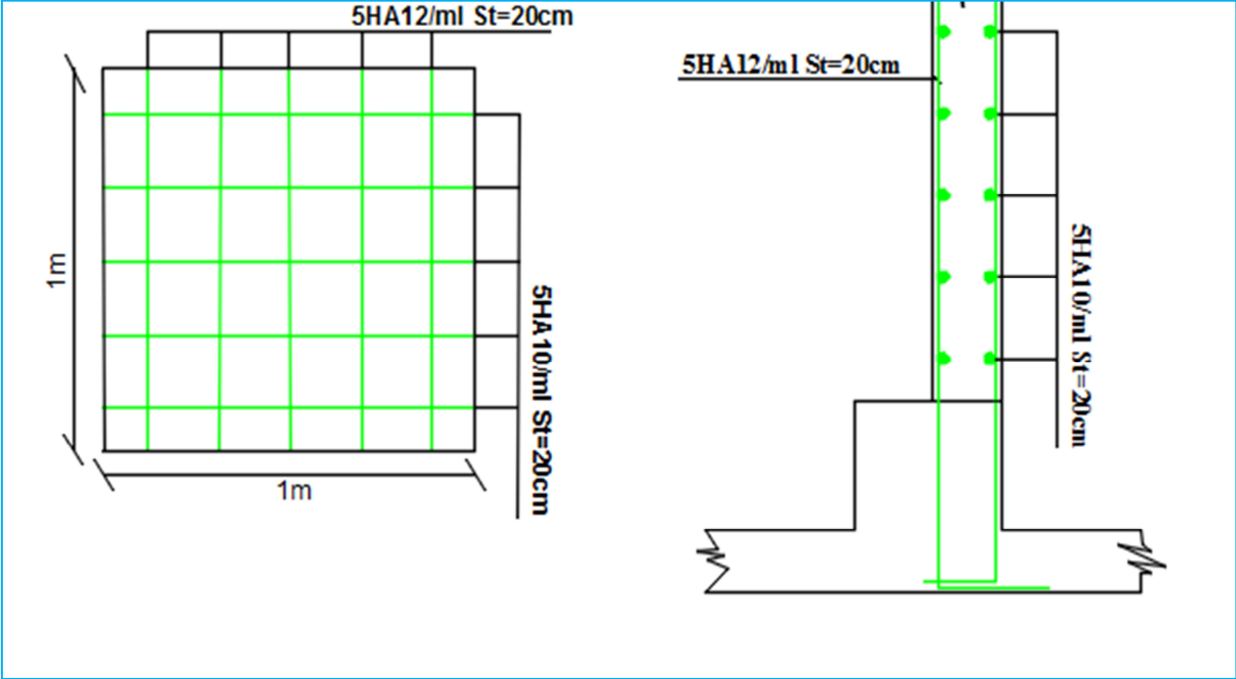


Figure VI.21.Ferrailage du voile périphérique.

conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de master . En effet, il ma a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que j'ai acquise durant les cinq années d'étude.

Lors de mon travail, la première des choses que j'ai pris en considération c'est le lieu d'implantation de mon ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, ma préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, j'ai adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe 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 » m'a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle m'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 j'ai choisi est un radier nervuré.

Enfin, j'espère que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que j'ai utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Bibliographie

➤ Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ Livre :

- Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....Jean Perchat –Roux
- Cours de béton arme (BAEL) béton arme a l'état limite..... Jean-Pierre Eyrolles.1992.

➤ Logiciels :

- ETABS
- AUTOCAD 2013
- EXCEL 2007
- WORD 2007
- RDM 6
- SOCOTEC