



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre :

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (construction)

Thème

**Etude d'une tour (Sous-sol +R.D.C + 12 étages)
à usage Habitation**

Présenté par :

1. MAZOUZ FATIMA ZOHRA
2. BENDACHA HAFCA

Soutenu le 24 /08 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Mr BELARIBI OMAR

Examineur : Mr SADEKI NIZAR

Encadreur: Mr BELHOUARI FETHI

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciement

Je rends grâce à dieu de m'avoir donné le courage et la volonté d'avoir réalisé ce travail.

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Ma gratitude et mes chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de génie civil.

En fin, je remercie tous ceux et celles qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail a :

- ❖ Mes chers parents pour leur encouragement et leur soutien moral et financier ;
- ❖ Mes frères et mes sœurs ;
- ❖ Toute ma famille et mes amis (es) ;
- ❖ A tout mes enseignants ;
- ❖ A tous les étudiants de la 2^{ème} année master génie civil (promotion sortante 2020) ;
- ❖ Tous ceux qui ont participés de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

MAZOUZ FATIMA ZOHRA

BENDACHA HAFCA

الملخص

المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابقين تحت أرضي زائد طابق أرضي واثنى عشر طابق علوية.

اشتملت الدراسة على:

1: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر لمكونة له.

2- دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة

بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل ❖

3. الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج 2000

SAP الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح

2003 المنقحة RPA99 اعتمادا على BAEL91 المنقح 1999 و-RPA99

أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، العارضات، و الأساسات)

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة،

Résumé

Le projet est une étude détaillée d'une architecture composée de deux étages, un sous-sol plus un rez-de-chaussée et douze étages

Aérien.

L'étude comprenait:

1: Un détail général du projet qui comprend la définition du projet et du bâtiment, donnant les dimensions initiales des éléments

Et la charge utile de chaque composant à son composant.

-2: Etudier les parties secondaires du bâtiment (pistes, dalles creuses et pleines

En armant les différentes composantes du bâtiment, en tenant compte de toutes les préconisations des lois antisismiques algériennes

3. Élaboration d'une étude dynamique à l'aide du programme 2000

SAP qui nous fournit les résultats finaux qui permettent

2003 révisé RPA99 basé sur BAEL91 révisé 1999 et RPA99-

Quant au dernier axe, il comprend l'étude des parties résistantes du bâtiment (colonnes, poutres et fondations).

Mots clés: architecture, béton,

summary

The project is a detailed study of an architecture consisting of two floors underground plus a ground floor and twelve floors

Overhead.

The study included:

1: A general detail of the project that includes the definition of the project and the building, giving the initial dimensions of the elements

And the payload of each component to its component.

-2: Study the secondary parts of the building (runways, hollow and filled slabs

By arming the various components of the building, taking into account all the recommendations of the Algerian earthquake-resistant laws

3. Building dynamic study by using 2000 program

SAP which provides us with the final results that allow

2003 revised RPA99 based on revised BAEL91 1999 and RPA99-

As for the last axis, it includes the study of the resistant parts of the building (columns, beams, and foundations).

Key words: architecture, concrete,

NOTATIONS

A' :	Aire d'une section d'acier comprimée
A :	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t :	Aire d'une section d'acier transversale.
B :	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o :	Aire d'une section homogène.
E_i :	Module de déformation instantané du béton.
E_v :	Module de déformation différé du béton.
E_s :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u :	Moment ultime.
M_{ser} :	Moment de service.
T_u :	Effort tranchant ultime.
a, b :	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h :	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o :	Hauteur de la table de compression
d :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e :	Limite élastique de l'acier.
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r :	Section réduite du poteau.
M :	Moment résistant de la table (section en T _e).
M_o :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t :	Moment fléchissant maximal en travée
M_a :	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u :	Effort normal ultime
N_{ser} :	Effort normal de service
I_o :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

I_f :	Moment d'inertie fictif
F :	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G :	Charge permanente
P :	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u :	Chargement ultime
q_{ser} :	Chargement de service
Δf_t :	Flèche totale
L :	Portée de la travée
δ_t :	Espacement des armatures transversales
α :	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
γ_b :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η :	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ :	Elancement mécanique d'une pièce.
μ :	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ :	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$
σ_b :	Contrainte de compression du béton
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier
τ_u :	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 : Introduction.....	3
I.2 : Description de l'ouvrage	3
I.3 : Caractéristiques générales	4
I.3.1 : Caractéristiques géométriques	4
I.3.2 : Caractéristiques techniques.....	4
I.3.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
I.4. Domaine d'application des règles B.A.E.L91.....	7
I.5 : Les sollicitations.....	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

II.1 : Introduction	9
II.2 : Pré-dimensionnement des poutres	9
II.2.1 Poutres principales.....	10
II.2.2 Poutres secondaires.....	10
II.3- Pré-dimensionnement des planchers:.....	11
II.3.1- Plancher à corps creux.....	11
II.3.2- Plancher à dalle pleine.....	11
II.4- Descente de charges.....	13
II.4.1- Plancher terrasse inaccessible.....	13
II.4.2- Plancher étage courant.....	14
II.4.3 Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous sol).....	15
II.5- Pré-dimensionnement des poteaux.....	16
II.6- Pré-dimensionnement des voiles.....	25
II.6.1- Voiles de contreventement.....	25
II.6.2- voiles périphériques.....	25
II.6.3) Voiles d'ascenseur	25

Chapitre III : Etude des planchers

III.1 : Introduction	26
III.2 : Plancher à corps creux	26

III.2.1 : Détermination des dimensions des poutrelles	27
III.2.2 : Ferrailage de la dalle de compression	28
III.2.3 : Etude des poutrelles	29
III.2.4 : Détermination des armatures	42
III.2.5 : Calcul des armatures transversales	45
III.2.6 : Vérification de la flèche	47
III.3 : Plancher à dalle pleine	53
III.3.1 : Méthode de calcul	53
III.3.2 : Evaluation des charges et combinaisons fondamentales	54
III.3.3 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine	60
III.3.4 : Vérification des contraintes de cisaillement	65
III.3.6 : Vérification de la flèche	66

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1 : Escaliers	67
IV.1.1 Définition	67
IV.1.2 : Types d'escalier	67
IV.1.3 : Escalier	68
IV.1.3.1 : Pré-dimensionnement.....	69
IV.1.3.2. Descente de charges.....	69
IV.1.3.3-Poutre palière.....	77
IV.2 : Etude des balcons	89
IV.2.1 : Pour L =1.2m	89
IV.2.2 : Pour L =1 m.....	93
IV.3 : Etude de l'acrotère	97
IV.3.1 Définition	97
IV.3.2 Calcul du ferrailage	97
IV.3.3 Détermination des sollicitations	97

IV.3.4 Détermination de la section des armatures	98
IV.3.5 : Vérification des contraintes des cisaillements	102

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

V.1- Définition.....	104
V.2- Etude de l'ascenseur.....	104
V.3- Descente de charges.....	106
V.4- Etude du plancher.....	110
V.5- Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	116
V.6- Vérification des contraintes de cisaillement	121
V.7- Vérification de la flèche.....	121

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1 : Introduction	123
VI.2 : Méthode de calcul	123
VI.2.1 : Méthode statique équivalente	123
VI.2.2 : Méthode dynamique	125
VI.3 : Etapes de modélisation	125
VI.4 : Interprétation des résultats	128
VI.4.1 : Vérification la résultante des forces sismiques	128
VI.4.2 Nombre de modes à considérer.....	131
VI.4.3 Vérification de la période.....	132
VI.4.4.Calcul et vérification des déplacements.....	132
VI.4.5.Justification vis-à-vis de l'effet P- : : [RPA99 version 2003/5.9].....	133

Chapitre VII : Etude des portiques

VII.1 : Introduction	136
VII.2 : Définition	136
VII.2.1 : Poteaux	136
VII.2.2 : Poutres	136
VII.3 : Ferrailage des portiques	136
VII.3.1 : Combinaison d'actions	136
VII.3.2 : Ferrailage des poutres	137
VII.3.3 : Ferrailage des poteaux	145

Chapitre VIII : Etude des voiles

VIII.1 : Introduction	163
VIII.2 : Ferrailage des voiles de contreventement	163
VIII.2.1 : Les armatures verticales	163
VIII.2.2 : Les armatures horizontales	165
VIII.2.3.Exemple de calcul.....	166
VIII-3. Etude des voiles périphériques.....	174

Chapitre IX- Etude des fondations

IX.1 : Introduction	179
IX.1.2. Calcul des semelles :.....	179
IX.2. Etude du radier.....	180
IX.2.2. pré dimensionnement du radier.....	181
IX. 2.3. Détermination des sollicitations :.....	185
IX. 3.Ferrailage du radier.....	190

IX.3.1.Ferraillage de la dalle.....	190
IX. 3.2.Ferraillage du débordement.....	199
IX. 4.Ferraillage des poutres.....	200

CONCLUSION GENERALE.....	204
---------------------------------	------------

BIBLIOGRAPHIE

Les Figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Fig I. 1 : Coupe transversale d'un mur de façade.....	5
Fig I.2 : Plan architecture	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistance

Fig II. 1 : Section transversale d'une poutre	9
Fig II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	11
Fig II. 3 : Dimension d'un panneau de dalle	12
Fig II. 4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible	13
Fig II. 5 : Coupe transversale du plancher étage courant	14
Fig II.6 : Coupe transversale du plancher RDC	15
Fig II.7 : Schéma de la loi de dégression	16
Fig II.8: Coupe A-A	17
Fig II. 9 : Schéma représentatif d'un étage courant	17
Fig II.10 : Section réduite du béton	17
Fig II.11 : Surface afférente du poteau le plus sollicité	20
Fig II.12 : Coupe de Voile	25

Chapitre III : Etude des planchers

Fig III. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	27
Fig III.2 : Dimensions des poutrelles	27
Fig III.3: Section de calcul	28
Fig III.4: Définition des moments	30
Fig III. 5 : Moments sur appuis intermédiaires	31
Fig III.6 : Représentation de la méthode Caquot	32
Fig III.7 : Schéma statique d'une poutre continue	33
Fig.III.8 : Schémas statiques des poutrelles des etages courants.....	35
Fig.III.9 : Schémas statiques des poutrelles des etages terrasse.....	35
Fig III.10 : Diagramme des efforts tranchants.....	41
Fig III.11 : Diagramme des moments.....	41
Fig III.12: Section de calcul.....	42
Fig.III.13: Section de calcul en travée.....	43
Fig.III.14 : section de calcul en appui	44
Fig III.15 : Influence de l'effort tranchant sur un appui	46
Fig III.16 : Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire	46
Fig III.17 : Coordonnées de centre de gravité	49
Fig III.18 : coupe au niveau de la travée.....	51
Fig III.19 : coupe au niveau de l'appui.....	52
Fig.III.20: Dimensions d'un panneau de dalle.....	53
Fig.III.21. Enrobage.....	53
Fig III.22: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant	55
Fig III.23 Panneau continu au-delà de ses appuis.....	56
Fig III.24 panneau de rive dont un appui assure un encastrement partiel.....	57

Fig III.25 : panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel.....	58
Fig III.26: Section de calcul en travée (x-x).....	60
Fig III.27 : Section de calcul en appui (x-x).....	61
Fig III.28: Section de calcul en travée (y-y).....	63
Fig III.29 Section de calcul en appui (y-y).....	64
Fig III.30_Schémas de ferrailage de la dalle pleine.....	66

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Fig IV.1 : Vue en plan de la cage d'escalier.....	68
Fig IV.2 : schémas de la paillasse.....	69
Fig IV.3 Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos..	71
Fig IV.4 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U...	72
Fig IV.5 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.....	73
Fig IV.6 : Section de calcul de la paillasse en travée.....	74
Fig IV.7 : Section de calcul de la paillasse en appui.....	75
Fig IV.8 : Schéma statique de la poutre palière.....	77
Fig IV.9 : Section transversale d'une poutre.....	77
Fig IV.10 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.	80
Fig IV.11 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S...	81
Fig IV.12 : Section de calcul de la poutre en travée.....	82
Fig IV.13 : Section de calcul de la poutre en appui.....	83
Fig IV.14 : la poutre palière.....	85
Fig IV.15 : coupe sur la poutre palière.....	87
Fig IV.16 : Ferrailage de la paillasse	87
Fig IV.17 : Coupe sur balcon.....	88
Fig IV.18: Schéma statique du balcon.....	89
Fig IV.19 : Section de calcul.....	90
Fig IV.20 : Schéma statique du balcon.....	91
Fig IV.21 : Section de calcul.....	94
Fig IV.22 : Dimension de l'acrotère.....	97
Fig IV.23 : Section de calcul.....	98
Fig IV.24 : Position de centre de pression.....	100
Fig IV.25 : Ferrailage de l'acrotère.....	103

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

Fig V.1: Dimensions de l'ascenseur.....	104
Fig V.2: Ascenseur électrique.....	105
Fig V.3 : Abaque de détermination de suspentes	107
Fig V.4 : Schéma de la surface d'impact.....	110
Fig V.5: Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.....	112
Fig V. 6: Chargement de panneau.....	112
Fig V.7 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	114
Fig V.8 : Section de calcul en travée (x-x).....	116

Fig V.9 : Section de calcul en appuis (x-x).....	117
Fig V.10: Section de calcul en travée (x-x).....	118
Fig V.11 : Section de calcul en appui (y-y).....	119
Fig V.12 : Schémas de ferrailage de la dalle pleine.....	122

Chapitre VI : Etude des sismique

Fig VI.1: Interface de Robot Bat	126
--	-----

Chapitre VII : Etude des portique

Fig VII.1:Direction des moments et effort normal dans un poteau	145
Fig VII.2: La zone nodale	146
Fig VII.3 : Espacement entre les armatures longitudinales	147
Fig VII.4 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	149
Fig VII.5: Section réduite du béton	150
Fig VII. 6: Schéma statique	151
Fig VII.7 : schéma statique	153
Fig VII.8 : Section réduite du béton	154
Fig VII.9 : Schéma statique	155
Fig VII.10: schéma statique	157
Fig VII.11 : dessin ferrailage de poteau.....	162
Fig VII.12 : dessin de ferrailage de poutre.....	162

Chapitre VIII : Etude des voiles

Fig VIII.1: Les sollicitations de calcul d'un voile	164
Fig VIII.2 disposition des armatures verticales dans les voiles.....	165
Fig VIII.3 : Section de calcul	166
Fig VIII.4 : Section de calcul	167
Fig VIII.5 : Disposition des armatures du linteau.....	170
Fig VIII.6 : Dimensions de linteau.....	172
Fig VIII.7 : ferrailage d'un voile de contreventement avec ouverture.....	174
Fig VIII.8 : Contrainte du voile	175
Fig VIII.9 : Panneau de dalle appuis sur 4	175
Fig VIII.10 : section de calcul en travée (x-x)	177
Fig VIII.11 : section de calcul en travée (y-y)	177
Fig VIII.12 : Dessin de ferrailage du voile périphérique	178

Chapitre IX : Etude des fondations

Fig IX.1 : semelle isolé	179
Fig IX.2 : Schéma du radier général	181
Fig IX.3 :Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité	181
Fig IX.4 : Dimension du feuillet moyen.....	184
Fig IX.5 :Dimension du radier	184
Fig IX.6 :Dimension de la poutre	184
Fig IX 7 Schéma des contraintes du sol	187
Fig IX.8 :_Encrage de la structure.....	190
Fig IX.9: Enrobage	191
Fig IX 10:Section de calcul dans le sens x-x	192

Fig IX 11 : Section de calcul dans le sens y-y	192
Fig IX.12 : Section de calcul	199
Fig IX.13 : Diagramme les charge sur les poutres principales	201
Fig IX.14 : Diagramme les charge sur les poutres secondaires	201
Fig. IX 15 : Dessin de ferrailage d'une poutre principale.....	203

Les Tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Tableau II.1	Tableau récapitulatif des poutres	11
Tableau II.2	Tableau récapitulatifs des charges et combinaisons des charges	16
Tableau II.3	Tableau récapitulatifs des charges et des surcharges	19
Tableau II.4	Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	22
Tableau II.5	Tableau récapitulatif de vérification de la condition de RPA99.....	23
Tableau II.6	Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement..	24

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.1	Tableau récapitulatif des moments fléchissant, effort tranchant maximum (plancher étage courant).....	42
Tableau III.2	Ferraillage de lapoutrelle.....	51
Tableau III.3	Tableau récapitulatif des moments fléchissant, des panneaux et appuis et en travée de RDC.....	59
Tableau III.4	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	60

CHAPITRE V : ETUDE ASCENSAEUR

Tableau V1	caractéristiques des câbles.....	108
Tableau V.2	Tableau récapitulatif des résultats.....	113
Tableau V.3	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	116

Chapitre VI : Etude sismique

Tableau VI.1	Tableau du période et facteur de participation massique	128
Tableau VI.2	Valeurs des pénalités P_q	130
Tableau VI.3	Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher	133
Tableau VI.4	Poids propre de l'étage.....	134
Tableau VI.5	Tableau du vérification de l'effort $P-\Delta$	135

Chapitre VII : Etude des portique

Tableau VIII1	Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.	138
Tableau VII.2	Tableau récapitulatif de ferraillage des blocs	144
Tableau VII3	Tableau récapitulatif des sollicitations	149
Tableau VII4	Tableau récapitulatif	161

Chapitre VIII : Etude des voiles

Tableau VIII1	Les sollicitations de calcul du voile.....	166
Tableau VIII2	Tableaux récapitulatif des moments fléchissant et section d'armatures	177

Chapitre IX : Etude des fondations

Tableau IX.1	Dimension des poutres	185
Tableau IX.2	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées	191
Tableau IX.3	Tableau récapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures	202

Introduction générale

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architecturale ou encore le confort de ses usagers.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant deux sous-sol, un RDC et 12 étages réalisés à MOSTAGANEM (castor).

Ce mémoire est constitué de 9 chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux
- Le troisième chapitre présente le calcul des planchers (dalle pleine, dalle corps creux) .

(Tel que les poteaux, les poutres et les voiles).

- Le 4ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les balcons).
- Le 5ème chapitre présente étude d'ascenseur.
- Le 6ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure à l'aide du logiciel de calcul Robot.
- Le calcul des ferraillements des portiques, fondé sur les résultats du logiciel Robot est présenté dans le 7ème chapitre.
- Concernant chapitre 8 présente l'étude des voiles
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une
- conclusion générale.

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction et hypothèses de calcul

I.1- Introduction :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens

Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposées sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs, ponts, barrages, arches, câbles, ect ...

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur.

La stabilité de la structure dépend de la résistance des différents composants structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) supportent diverses contraintes (compression, flexion, etc...) La résistance de ces éléments dépend du type de matériau utilisé et de sa Dimensions et caractéristiques.

Par conséquent, pour calculer les éléments constitutifs du travail, nous nous basons sur Réglementations et méthodes connues basées sur les aspects suivants (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2- Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+12) à usage d'habitation dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC et le reste des étages sont à usage d'habitation. L'ouvrage est implanté à CASTOR qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa).

Selon le rapport de sol La construction sera fondée sur un sol ferme d'une contrainte admissible de 3.00 bars

I.3- Caractéristiques générales :**I.3.1- Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimension en hauteur :

- la hauteur de niveau sous- sol est : 3.74 m
- la hauteur de niveau de RDC est : 3.06 m
- la hauteur du 1^{er} au 12^{ème} étage est : 3.06 m
- la hauteur totale du bâtiment est : 43.52 m

Dimension en plan :

- la longueur totale du bâtiment en plan est : 28.60m.
- la largeur totale du bâtiment en plan est : 15.70m.

I.3.2- Caractéristiques techniques :

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version2003), les ouvrages doivent en général comporter :

A) Contreventements :

Qui doivent être disposés de façon à :

- Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes.
- Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

B) Plancher :

On adopte deux types de planchers :

- Plancher a corps creux, pour les raisons suivantes :
 - Facilité de réalisation.
 - Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
 - Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
 - Raison économique.
- Plancher à dalle pleine

C) Circulations verticales :

Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :

- Escaliers : Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées.
- Ascenseur

D) Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs : ils seront en double parois séparées par une lame d'air:
- Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui Joue un rôle d'isolation thermique et acoustique
- Parois intérieurs en briques creuses de 10 cm d

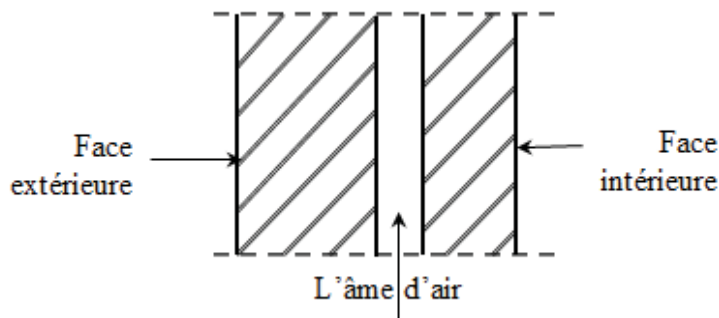


Fig. I.1 : Coupe transversale d'un mur de façade

- Les murs intérieurs : sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

E) L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

F) Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

I.3.3- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour pouvoir dimensionner des éléments en béton armé, il est indispensable de connaître le comportement des matériaux acier et béton et d'être capable de le modéliser.

A) Béton :

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tous les règlements applicables en Algérie

- ciment utilisé.....CPJ (dosage 350 kg / m³)
- Sable 400 litres / m³ (D_s ≤ 0,5 mm)
- gravier800 litres m³ (D_g ≤ 25 mm)
- l'eau de gâchage160 à 180 litres / m³
- la résistance caractéristique du béton à la compression est de 20 MPa (f_{c28} = 20 MPa)
- la résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$$

- Contraintes limites

On distingue deux types de calcul :

Etat limite ultime (E.L.U) et

Etat limite de service (E.L.S).

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

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b \left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 \text{ Pour une situation durable et transitoire.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 11.33 \text{ MPa (site Dur)}$$

$$\sigma_b = 14.78 \text{ MPa (site Acc).}^2$$

B) Acier :

- Le module longitudinal de l'acier est : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$

- La contrainte de calcul $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est :

Avec : f_e : limite d'élasticité de l'acier
 γ_s : coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour la situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{pour la situation durable et transitoire} \end{cases}$$

➤ Les aciers utilisés en béton armé sont :

- ❖ **les ronds lisses (R. L)** : on utilise les nuances Fe 235 , et les diamètres sont : $\phi 6$ et $\phi 8$
- ❖ **Acier à haute adhérence (HA)** : de nuance FeE 400, les diamètres utilisées sont les suivants : 8, 10, 12, 14, 16 et 20
- ❖ **les treillis soudés (TS)** : de nuance TLE 520 ; on utilise TS $\phi 4$ avec une ouverture des mailles = $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal a 300kg/m².

I.5- Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un model élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structure à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.



Fig. I.2: plan architecture

Chapitre II

PRE-DIMENSIONNEMENT

II. Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure

II.1- Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Planchers, Poutres, Poteaux et Voiles) est une étape importante et représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmises aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au sol par le biais des fondations.

Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature doit être conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2- Pré-dimensionnement des poutres:

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

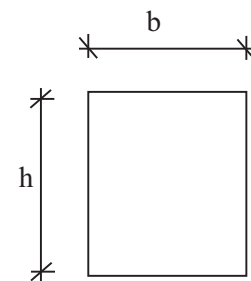


Fig.II. 1: Section transversale d'une poutre

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b \geq 20\text{cm}$;
- $h \geq 30\text{cm}$ et
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

II.2.1 Poutres principales: $L_{\max} = 615\text{cm}$.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{615}{15} \leq h \leq \frac{615}{10}$$

$$\Rightarrow 41\text{cm} \leq h \leq 61.5\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=50cm**

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(30 × 50) cm²**.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=50\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.5 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

II.2.2 Poutres secondaires : $L_{\max} = 530\text{cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10}$$

$$\Rightarrow 35.33\text{cm} \leq h \leq 53\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=40cm**

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(30 × 40) cm²**.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

On prendra : **b=30cm ; h=40cm**

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres

Poutres principales (b×h) (cm ²)	Poutres secondaires (b×h) (cm ²)
(30×50)	(30×40)

II.3- Pré-dimensionnement des planchers:

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

II.3.1- Plancher à corps creux:

Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et de corps creux, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)

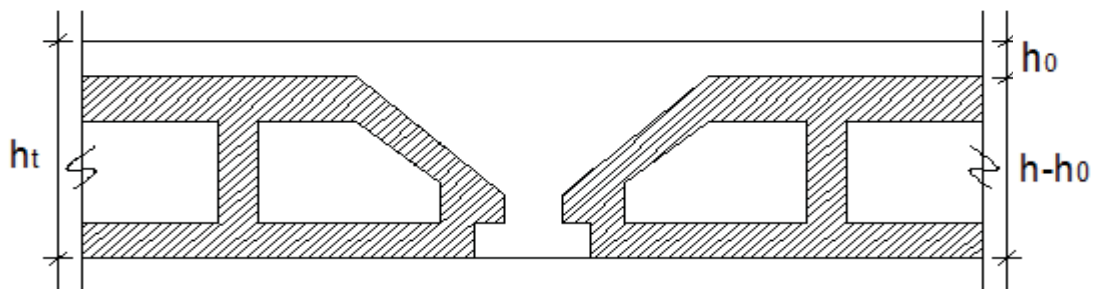


Fig. II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h-h_0)$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante:

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8, 424}]$$

Avec : **L** : Plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On a : $L_{\max}=500\text{cm}$ $L=500-40$ vérifier

$L = 460\text{cm} \Rightarrow 18.4 \leq h_t \leq 23 \text{ cm} \Rightarrow$ On prendra: $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20\text{cm}$.

II.3.2- Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

❖ Condition de résistance à la flexion(BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par:

❖ **Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :**

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ et
- La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right)L_x$$

❖ **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:**

- $0.4 \leq \rho \leq 1$ et
- La charge est uniformément répartie.
- Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

Quelque soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right)L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\begin{cases} L_x = 1.75\text{m} \\ L_y = 3.25\text{ m} \end{cases} \quad \rho = \frac{1.75}{3.25} = 0.53 \Rightarrow 0.4 \leq 0.53 \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens $\Rightarrow 3.5 \leq h_d \leq 4.37\text{cm} \Rightarrow h_d = 4\text{cm}$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

❖ Condition d'isolation acoustique:

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm.}$
- Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16\text{cm.}$

❖ Condition de sécurité en matière d'incendie:

- Pour une heure de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 7\text{cm.}$
- Pour deux heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 11\text{cm.}$

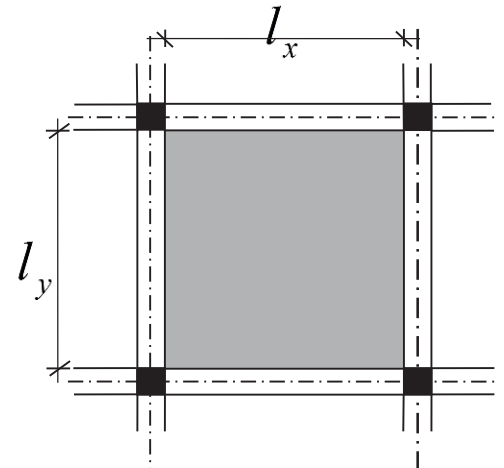


Fig.II.3:Dimensions d'un panneau de dalle.

- Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17.5\text{cm.}$

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine égale à: $h_d = 16\text{cm.}$

II.4- Descente de charges :

II.4.1- Plancher terrasse inaccessible:

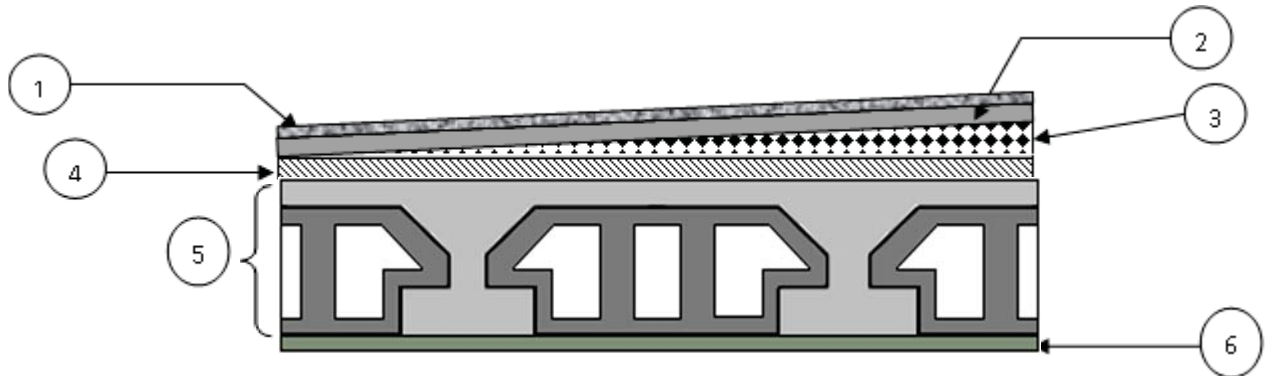


Fig II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

➤ Charges permanentes :

Numéro	Matériaux	Ep	ρ	G
1	Gravillon de protection	4cm	20daN/m ² /cm	80daN/m ²
2	Etanchéité multicouche	2cm	/	12daN/m ²
3	Forme de pente en béton	10cm	22daN/m ² /cm	220daN/m ²
4	Isolation thermique	/	/	10daN/m ²
5	Corps creux+dalle de compression	16+4	/	280daN/m ²
6	Enduit au ciment	1,5	18	27daN/m ²
				G _r =629daN/m ²

➤ Surcharge d'exploitation :

- Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q_t = 100 \text{ daN/m}^2$.

II.4.2- Plancher étage courant:

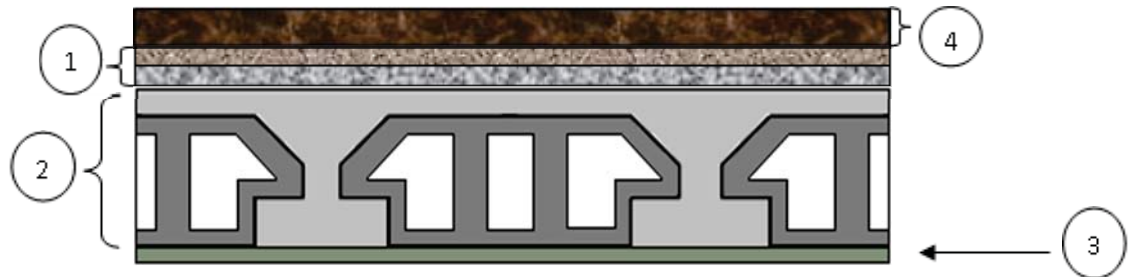


Fig II.5 : Coupe transversale du plancher étage courant

➤ Charges permanentes:

Matériaux	Ep	ρ	G
Carrelage +mortier de pose+sable	5	/	104daN/m ²
Corps creux+dalle de compression	16+4	/	280daN/m ²
Enduit au ciment	1,5	/	27daN/m ²
Cloisons légers	/	/	75daN/m ²
			$G_t=486\text{daN/m}^2$

➤ Surcharge d'exploitation :

- Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q_{ec} = 150 \text{ daN/m}^2$.

II.4.3) Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous sol):

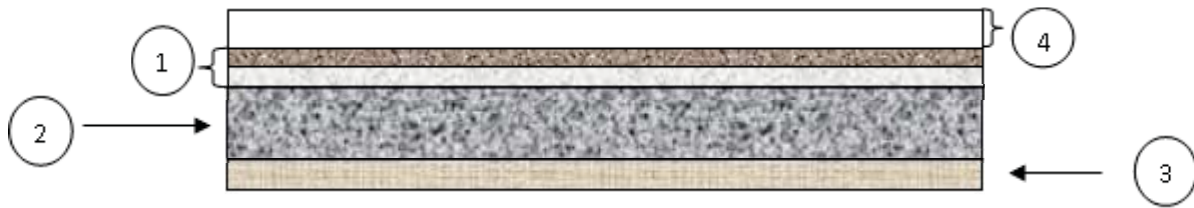


Fig II.6 : Coupe transversale du plancher RDC

➤ Charges d'exploitation:

Matériaux	Ep	ρ	G
Carrelage +mortier de pose+sable	5	/	104daN/m ²
Dalle pleine	16	2500	400daN/m ²
Enduit au ciment	/	/	27daN/m ²
Cloisons légers	/	/	75daN/m ²
			G _r =606daN/m ²

- Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q_3 = 150 \text{ daN/m}^2$.

Tableau II.2 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges

Charges Niveau	Destinations	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]	E.L.U	E.L.S	Bond e (e) [cm]	$\bar{q}_u = q_u \times e$ [daN/mL]	$\bar{q}_s = q_{ser} \times e$ [daN/mL]
				$q_u = 1.35G + 1.5Q$ [daN/m ²]	$q_{ser} = G + Q$ [daN/m ²]			
Plancher terrasse	Inaccessible	695	100	1088.25	795	0.6	652.95	477
1 ^{ère} → 12 ^{ème} étage	Habitation	486	150	881.1	636	0.6	528.66	381.6
R.D.C	Habitation	606	150	1043.1	756	0.6	625.89	453.6

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

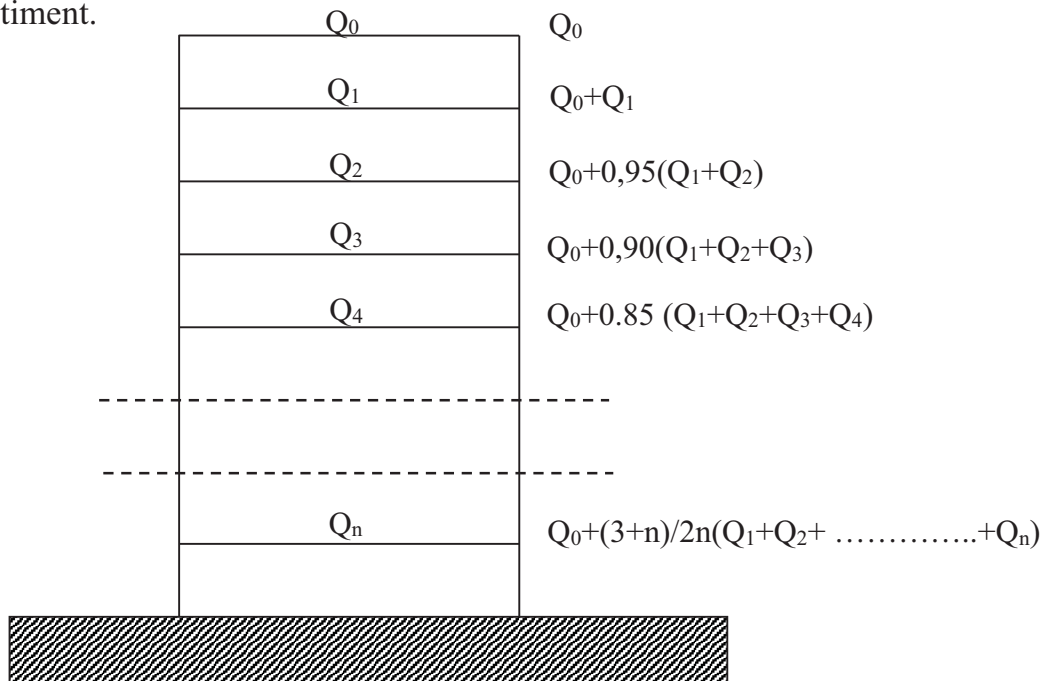


Fig. II.7: Schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

❖ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

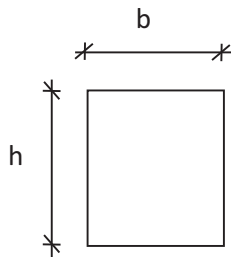


Fig. II.8: Coupe A-A

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a;b)} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone IIa} \\ \text{Min (a;b)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

Avec :

- **h_e** : hauteur libre de l'étage.

*D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

- **Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :
- $Br = (a - 2) (b - 2)$. a et b : en [cm].

*La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 11.33 \text{ Mpa}$

- Pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$

; Avec :

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

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha \left[(Br \times f_{c28}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s) \right]$$

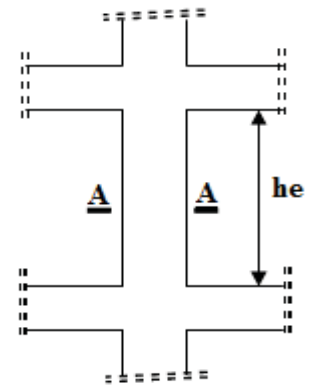


Fig. II.9: Schéma représentatif d'un étage courant

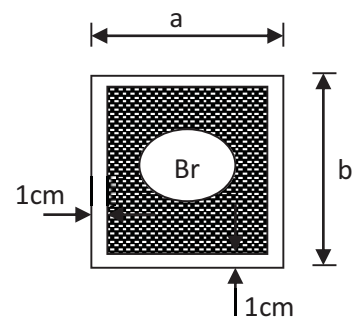


Fig II.10 : Section réduite du béton

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;
- f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400$ MPa);
- A : Section d'armature à mettre en place et
- α : Coefficient dépend de l'élanement λ

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$ [BAEL91]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11.33 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$B_r \geq \frac{1.2 N_u}{\left[\frac{11.33}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1.15} \right] * 10} = 0.0077 N_u \longrightarrow B_r \geq 0.0077 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $Br = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1.15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a=b \implies (axa)$ en $[\text{cm}^2]$.

❖ Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $B = a \times b$. [BAEL91 / B.8.4.1]

Avec L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0.7 \times L_0$; avec L_0 : Longueur libre du poteau.

• Charges et surcharges :

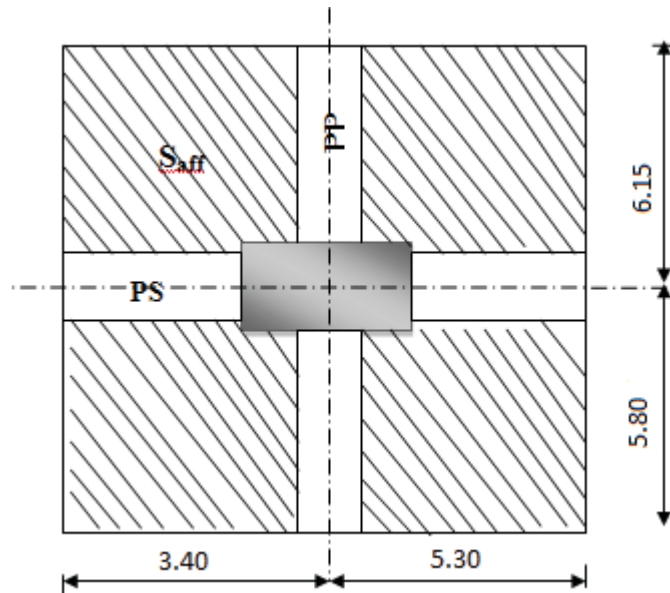
Tableau II.3: Tableaux récapitulatifs des charges et des surcharges

NIVEAU	G [daN/m ²]	P [daN/m ²](loi de dégression)
Haut 12 ^{ème} étage	695	100
Haut 11 ^{ème} étage	1181	250
Haut 10 ^{ème} étage	1667	385
Haut 9 ^{ème} étage	2153	505
Haut 8 ^{ème} étage	2639	610
Haut 7 ^{ème} étage	3125	700
Haut 6 ^{ème} étage	3611	775
Haut 5 ^{ème} étage	4097	845.5
Haut 4 ^{ème} étage	4583	928
Haut 3 ^{ème} étage	5069	1004.5
Haut 2 ^{ème} étage	5555	1075
Haut 1 ^{er} étage	6041	1156
Haut RDC	6527	1234
Haut sous sol	7133	1309
Fondation		

❖ exemple de calcul (RDC) :

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (5.30/2 + 3.40/2) \times (6.15/2 + 5.80/2) = \mathbf{25.99m^2}$$



. Fig. II.11: Surface afférente du poteau le plus sollicité

- Poids propre des poutres principales et secondaires:

$$P_{pp} = 2500 \times 0.30 \times 0.50 = \mathbf{375 \text{ daN/mL}}$$

$$P_{ps} = 2500 \times 0.30 \times 0.40 = \mathbf{300 \text{ daN/mL}}$$

- La longueur afférente de la poutre principale:

$$L_{\text{aff}} = (6.15/2 + 5.80/2) = \mathbf{5.98 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire:

- $L_{\text{aff}} = (5.30/2 + 3.40/2) = \mathbf{4.35 \text{ m}}$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (375 \times 5.98) + (300 \times 4.35) \implies P_t = \mathbf{3547.5 \text{ daN}}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de plancher}$$

$$N_P = 1.35 \times 3547.5 \times 13 \implies N_P = \mathbf{62258.63 \text{ daN}}$$

- Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = 7133 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1309 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 7133) + (1.5 \times 1309)] \times 25.99 \implies N_{\text{plancher}} = 301303.37 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1.15 (301303.37 + 62258.63) \implies N_u = 418096.3 \text{ daN.}$$

$$Br \geq 0.0077 N_u \implies Br = (a-2)(b-2) \geq 3219.34$$

$$\text{On fixe } b=40\text{cm, alors : } (a-2)(40-2) \geq 3219.34 \implies a_{\text{adopté}} = 70\text{cm}$$

- La Section de poteau au niveau RDC est : **(50x70) cm²**

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- Min (a,b) \geq 25cm.....(zone IIa)
- Min (a,b) \geq (he/20)
- (1/4) < (a/b) < 4

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Niveau	Poutres principales				Poutres secondaires				N _p [daN]	Planchers					a _{calculé} [cm]	a _{adopté} [cm]	h [cm]
	b [m]	h [m]	L _{aff} [m]	b [m]	h [m]	L _{aff} [m]	G [daN/m ²]	P [daN/m ²]		S _{aff} [m ²]	N _{PLANCHER} [daN]	N _u [daN]	Br [cm ²]	a _{calculé} [cm]			
Haut 12 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	4789.13	695	100	25.99	28283.62	38033.66	292.86	9.71	35	35	
Haut 11 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	9578.25	1181	250	25.99	51183.41	69875.91	538.04	16.16			
Haut 10 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	14367.38	1667	385	25.99	73498.42	101045.67	778.05	22.48	35	40	
Haut 9 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	19156.5	2153	505	25.99	95228.66	131542.93	1012.88	28.65			
Haut 8 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	23945.63	2639	610	25.99	116374.12	161367.71	1242.53	34.70	45	50	
Haut 7 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	28734.75	3125	700	25.99	136934.81	190519.99	1467	40.60			
Haut 6 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	33523.88	3611	775	25.99	156910.73	218999.80	1686.30	46.38	45	55	
Haut 5 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	38313	4097	845	25.99	176691.72	247254.6	1903.86	52.10			
Haut 4 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	43102.13	4583	928	25.99	196979.51	276093.89	2125.92	57.92	45	60	
Haut 3 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	47891.25	5069	1004.5	25.99	217013.90	304640.92	2345.74	63.73			
Haut 2 ^{ème} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	52680.38	5555	1075	25.99	236814.38	330618.97	2545.77	68.99	50	60	
Haut 1 ^{er} étage	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	57469.5	6041	1156	25.99	257024.21	361667.77	2784.84	75.29			
Haut RDC	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	62258.63	6527	1234	25.99	277117.10	390282.09	3005.17	8108	50	70	
Haut Sous sol	0.30	0.50	5.98	0.30	0.40	4.35	67047.75	7133	1309	25.99	301303.37	423603.79	3261.75	87.84			

Tableau 2.5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)

Niveau	Poteaux	Condition (1) $\min(a,b) \geq 25$	$h_e / 20$	Condition (2) $\min(a,b) \geq h_e / 20$	$\frac{a}{b}$	Condition (3) $1/4 < a/b < 4$
Haut 12 ^{ème} étage	35x35	vérifiée	15.3	vérifiée	1	vérifiée
Haut 11 ^{ème} étage		vérifiée	15.3	vérifiée	1	vérifiée
Haut 10 ^{ème} étage	35x40	vérifiée	15.3	vérifiée	1.14	vérifiée
Haut 9 ^{ème} étage		vérifiée	15.3	vérifiée	1.14	vérifiée
Haut 8 ^{ème} étage	45x50	vérifiée	15.3	vérifiée	1.11	vérifiée
Haut 7 ^{ème} étage		vérifiée				
Haut 6 ^{ème} étage		vérifiée	15.3	vérifiée	1.22	vérifiée
Haut 5 ^{ème} étage	45x60	vérifiée	15.3	vérifiée	1.22	vérifiée
4 ^{ème} étage		vérifiée	15.3	vérifiée	1.33	vérifiée
3 ^{ème} étage	50x60	vérifiée	15.3	vérifiée	1.33	vérifiée
2 ^{ème} étage		vérifiée	15.3	vérifiée	1.2	vérifiée
Haut 1 ^{er} étage		vérifiée	15.3	vérifiée	1.2	vérifiée
Haut RDC	50x70	vérifiée	15.3	vérifiée	1.4	Vérifiée
Haut Sous sol		vérifiée	18.7	vérifiée	1.4	Vérifiée

❖ Vérification du Condition de flambement : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad L_f = 0,7 L_0 \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad B = b * h \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Tableau 2.6: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

iveau	Poteaux (bxh) [cm ²]	L ₀ [cm]	L _f [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	i [cm]	λ
Haut 12 ^{ème} étage	35x35	306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.21 < 35
Haut 11 ^{ème} étage		306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.21 < 35
Haut 10 ^{ème} étage	35x40	306	214.2	186666.66	1400	11.55	18.54 < 35
Haut 9 ^{ème} étage		306	214.2	186666.66	1400	11.55	18.54 < 35
Haut 8 ^{ème} étage	45x50	306	214.2	468750	2250	14.43	14.84 < 35
Haut 7 ^{ème} étage		306	214.2	468750	2250	14.43	14.84 < 35
Haut 6 ^{ème} étage	45x55	306	214.2	623906.25	2475	15.88	13.48 < 35
Haut 5 ^{ème} étage		306	214.2	623906.25	2475	15.88	13.48 < 35
Haut 4 ^{ème} étage	45x60	306	214.2	810000	2700	17.32	12.37 < 35
Haut 3 ^{ème} étage		306	214.2	810000	2700	17.32	12.37 < 35
Haut 2 ^{ème} étage	50x60	306	214.2	900000	3000	17.32	12.37 < 35
Haut 1 ^{er} étage		306	214.2	900000	3000	17.32	12.37 < 35
Haut RDC	50x70	306	214.2	1429166.66	3500	20.21	10.60 < 35
Haut sous sol		374	261.8	1429166.66	3500	20.21	12.95 < 35

II.6- Pré-dimensionnement des voiles :**II.6.1- Voiles de contreventement :**

L'épaisseur du voile doit vérifier les conditions du RPA99 (version 2003) [article 7.7.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet e \leq \frac{L}{4} \text{ et} \\ \bullet e \geq \frac{he}{20} \end{array} \right.$$

D'où :

L : Largeur du voile correspond à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

he : Hauteur libre d'étage.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

$$\left. \begin{array}{l} \bullet e \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \bullet e \geq \frac{286}{20} = 14.03 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

On prendra : **e= 20cm.**

II.6.2- voiles périphériques :

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage he . [Article 7.7.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet e_{\min} = 15 \text{ cm et} \\ \bullet a \geq \frac{he}{20} \end{array} \right.$$

$$he = h - h_d$$

$$he = 239 \text{ cm (hauteur libre du sous sol)}$$

$$a \geq \frac{239}{20} = 11.95 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur : **e= 15cm.**

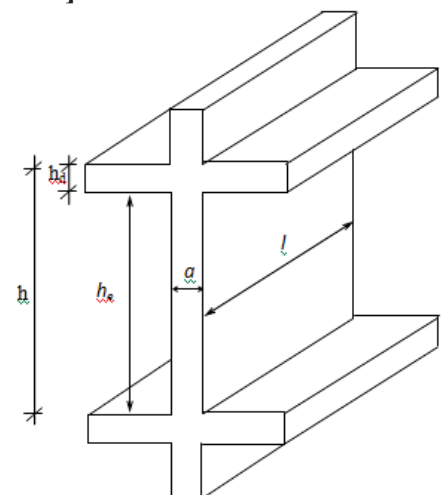


Fig. II.12: Coupe de voile en élévation

II.6.3) Voiles d'ascenseur :

Pour les cages d'ascenseur, on adoptera une épaisseur : **a = 15 cm**

Chapitre 3

Etude Des Planchers

III. Etude des planchers

III.1- Introduction:

Les planchers sont la partie horizontale d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs..) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- ✓ Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- ✓ Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphérique et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- ✓ Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- ✚ Planchers à corps creux
- ✚ Planchers à dalle pleine.

III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.1).

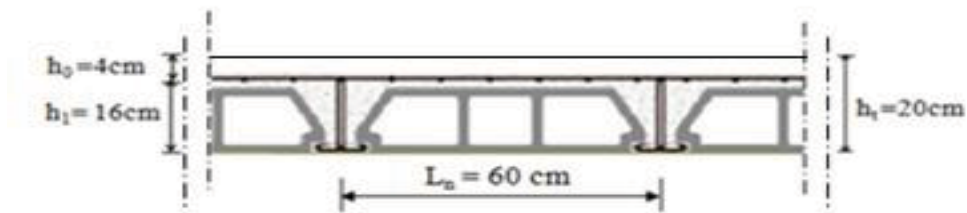


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- Hauteur de 20cm, dont 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de Compression.

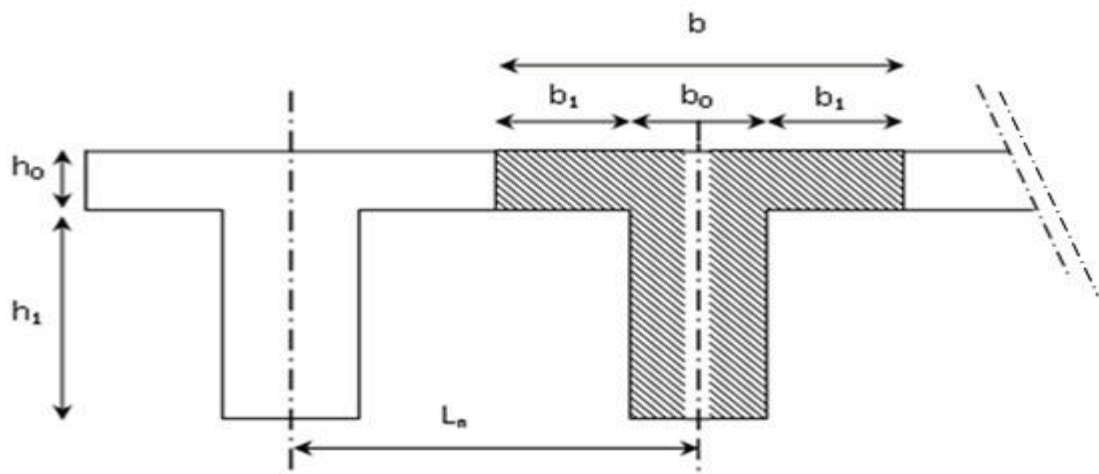


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_t = 20\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

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

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ et} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 5.30\text{m}$) ;

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 53\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}.$$

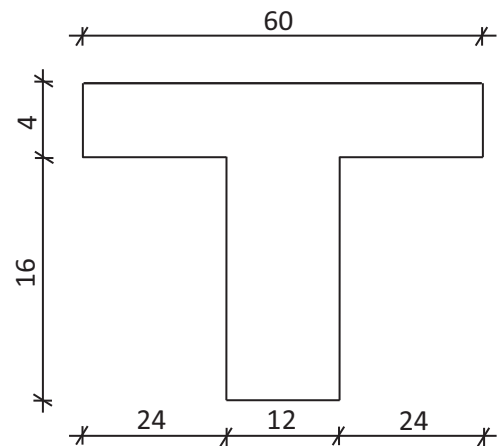


Fig.III.3: Section de calcul

III.2.2- Ferraillage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

D'après les règles BAEL, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4\text{cm}.$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures et

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

a- Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :➤ Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

On prendra $\phi_6 = 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = TLE520 = 520 \text{ MPa}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5T6/m_L \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

b- Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :➤ Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5T6/m_L \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

► **Choix** : Le treillis soudé adopté est : TS Ø6 (200x200) mm².

III.2.3- Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- **Méthode forfaitaire** : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [CBA93/B6.2.21]

- **méthode de A. Caquot** : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

A. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- 1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q \text{ [daN/m}^2\text{]} \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$$
- 2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- 3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et
- 4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;

M_w et M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée et

M_t : Moment maximum en travée.

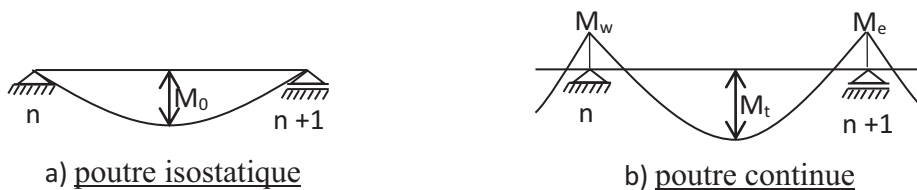


Fig.III.4: Définition des moments

- Moments en travées :

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

- Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0 \longrightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0 \longrightarrow$ pour un encastrement partiel et

$M_{ar} = -0.4 M_0 \longrightarrow$ pour un encastrement.

- Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (figure III.5)

$M_{ai} = -0.6 M_0 \longrightarrow$ cas d'une poutre à deux travées ;

$M_{ai} = -0.5 M_0 \longrightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et

$M_{ai} = -0.4 M_0 \longrightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

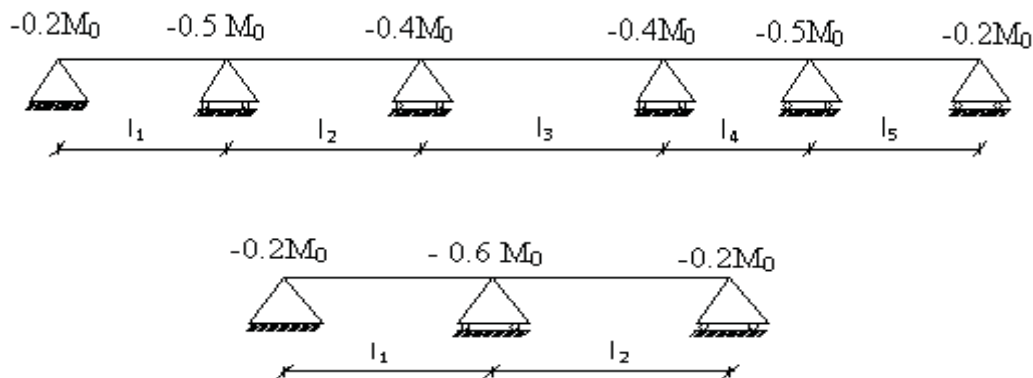


Fig.III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque :

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

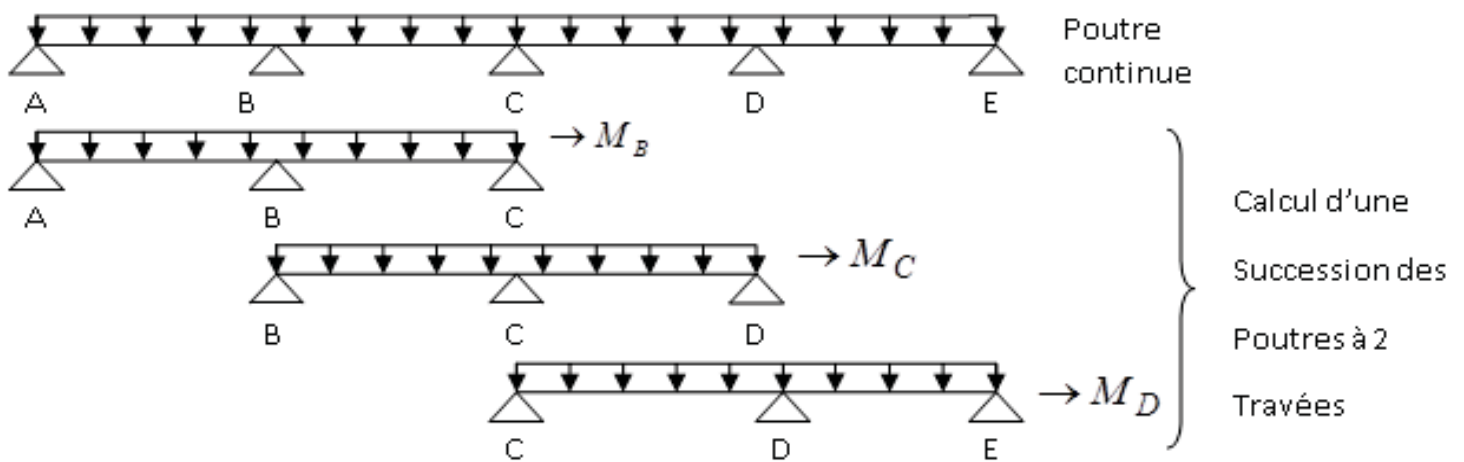
B. Méthode de Caquot minorée:

- Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des quatre dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➤ Principe de la méthode : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui à l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appuis donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes a cet appuis. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.



Représentation de la méthode de Caquot

Fig.III.6 : Représentation de la méthode de Caquot.

➤ Moments sur appuis intermédiaires:

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

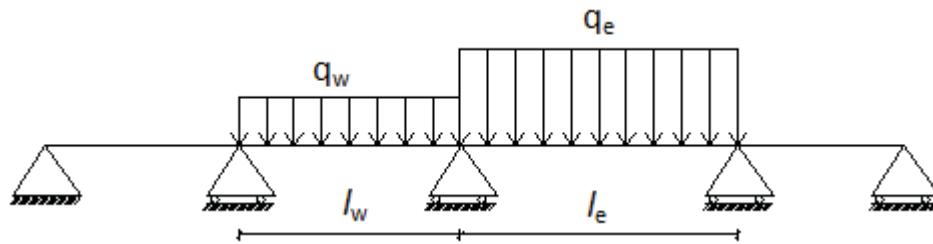


Fig.III.7 : Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

l : la portée réelle de la travée.

➤ Moments en travées:

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique);

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;

x : abscisse varie de 0 à l ;

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

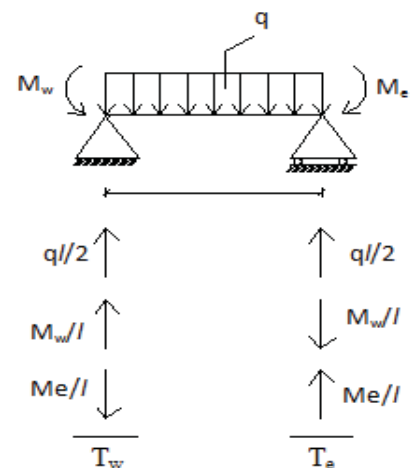
$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

➤ Efforts tranchants :

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$



$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

❖ **Evaluation des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

➤ **1^{er} jusqu'au 11^{eme} étage courant à usage d'habitation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 486 \text{ daN/m}^2 \\ P = 150 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Combinaisons fondamentales :

❖ **Etat limite ultime (ELU):**

$$q_u = (1,35G + 1,5P)$$

$$qu' = qu \times 0,6$$

$$qu' = (1,35 \times 486 + 1,5 \times 150) \times 0,6 = 528,66 \text{ daN / ml}$$

❖ **Etat limite de service(ELS) :**

$$q_s = (G + P)$$

$$qs' = qs \times 0,6$$

$$qs' = (486 + 150) \times 0,6 = 381,60 \text{ daN / ml}$$

➤ **Terrasse inaccessible :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 629 \text{ daN/m}^2 \\ P = 100 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Combinaisons fondamentales :

❖ **Etat limite ultime (ELU):**

$$q_u = (1,35G + 1,5P) = (1,35 \times 629 + 1,5 \times 100) \times 0,6 = 599,49 \text{ daN / ml}$$

❖ **Etat limite de service(ELS) :**

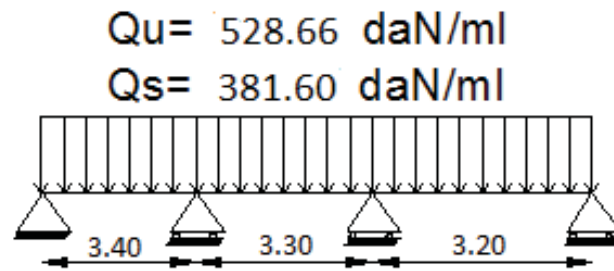
$$q_s = (G + P) = (629 + 100) \times 0,6 = 437,4 \text{ daN / ml}$$

❖ **Types de poutrelles :**

On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

• **Etages courants :**

➤ TYPE 1



➤ TYPE 2

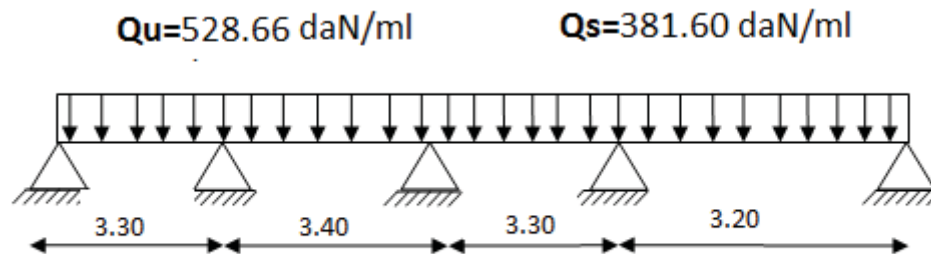


Fig.III.8 : Schémas statiques des poutrelles des etages courants

• Terrasse :

➤ TYPE 1

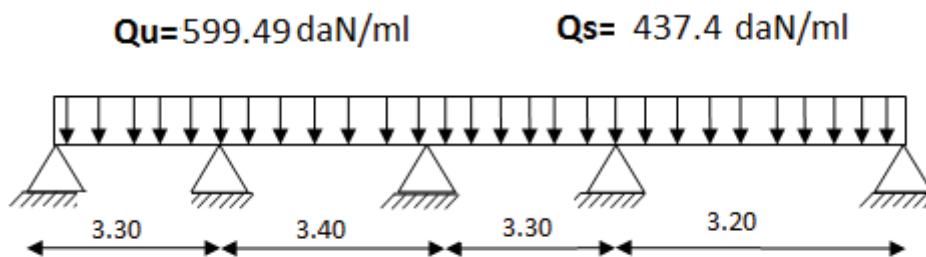


Fig.III.9 : Schémas statiques des poutrelles de la terrasse

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

- Pour notre bloc :

- $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min (2 \times 695 ; 500 \text{ daN/m}^2) = 500 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée;
- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....condition vérifiée ;
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\left. \begin{aligned} 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.30}{3.40} = 0.97 \leq 1.25 \\ 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.40}{3.30} = 1.13 \leq 1.25 \\ 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.30}{3.20} = 1.03 \leq 1.25 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée et}$$

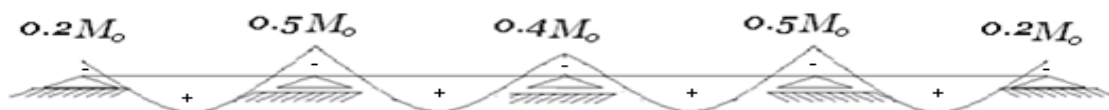
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable..... Condition vérifiée.

Conclusion : Les 04 conditions sont vérifiées \Rightarrow La méthode forfaitaire est applicable.

❖ Application de la méthode forfaitaire :

On utilisera le type1 à titre exemple :

➤ Schéma statique



Moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{P}{G + P} = \frac{100}{629 + 100} = 0.13 \quad 0 \leq \alpha = 0,137 \leq \frac{2}{3}$$

➤ Travée de rive A-B :

$$\begin{cases} M_t^1 + \frac{0,5 + 0,2}{2} M_0^1 \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,137); 1,05)] M_0^1 \\ M_t^1 \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,137}{2} \right) M_0^1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^1 + 0,35 M_0^1 \geq 1,05 M_0^1 \\ M_t^1 \geq 0,62 M_0^1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^1 \geq 0,70 M_0^1 \\ M_t^1 \geq 0,62 M_0^1 \end{cases}$$

On prend : $M_t^1 = 0,62 M_0^1$

➤ Travée de rive D-E :

$$\begin{cases} M_t^5 + \frac{0,2 + 0,5}{2} M_0^5 \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,137); 1,05)] M_0^5 \\ M_t^5 \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,137}{2} \right) M_0^5 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^5 + 0,35 M_0^5 \geq 1,05 M_0^5 \\ M_t^5 \geq 0,62 M_0^5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^5 \geq 0,70 M_0^5 \\ M_t^5 \geq 0,62 M_0^5 \end{cases}$$

On prend : $M_t^5 = 0,62 M_0^5$

Travée intermédiaire B-C :

$$\begin{cases} M_t^2 + \frac{0,4 + 0,5}{2} M_0^2 \geq 1,05 M_0^2 \\ M_t^2 \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,13}{2} \right) M_0^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^2 + 0,45 M_0^2 \geq 1,05 M_0^2 \\ M_t^2 \geq 0,52 M_0^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^2 \geq 0,60 M_0^2 \\ M_t^2 \geq 0,52 M_0^2 \end{cases}$$

On prend : $M_t^2 = 0,52 M_0^2$

➤ Travées intermédiaires C-D :

$$\begin{cases} M_t^3 + \frac{0,5+0,4}{2} M_0^3 \geq 1,05 M_0^3 \\ M_t^3 \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,13}{2} \right) M_0^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^3 + 0,45 M_0^3 \geq 1,05 M_0^3 \\ M_t^3 \geq 0,52 M_0^3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^3 \geq 0,60 M_0^3 \\ M_t^3 \geq 0,52 M_0^3 \end{cases}$$

On prend : $M_t^3 = 0,52 M_0^3$

➤ Moments en travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_t^1 = 0,62 M_0^1 \rightarrow M_0^1 = \frac{q_u l^2}{8} = 599,49 \times \frac{3,30^2}{8} = 816,06 \text{ daN.m} \\ M_t^1 = 0,62 \times 816,06 = 506,42 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^2 = 0,52 M_0^2 \rightarrow M_0^2 = \frac{q_u l^2}{8} = 599,49 \times \frac{3,4^2}{8} = 866,26 \text{ daN.m} \\ M_t^2 = 0,52 \times 866,26 = 450,96 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^3 = 0,52 M_0^3 \rightarrow M_0^3 = \frac{q_u l^2}{8} = 599,49 \times \frac{3,30^2}{8} = 816,06 \text{ daN.m} \\ M_t^3 = 0,52 \times 816,06 = 424,80 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^4 = 0,62 M_0^4 \rightarrow M_0^4 = \frac{q_u l^2}{8} = 599,49 \times \frac{3,2^2}{8} = 767,35 \text{ daN.m} \\ M_t^4 = 0,62 \times 767,35 = 475,75 \text{ daN.m} \end{cases}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^1 = 0,62M_0^1 \rightarrow M_0^1 = \frac{q_s l^2}{8} = 437,40 \times \frac{3,30^2}{8} = 595,41 \text{ daN.m} \\ M_t^1 = 0,62 \times 730,41 = 511,29 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^2 = 0,52M_0^2 \rightarrow M_0^2 = \frac{q_s l^2}{8} = 437,4 \times \frac{3,4^2}{8} = 632,04 \text{ daN.m} \\ M_t^2 = 0,52 \times 632,04 = 328,66 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^3 = 0,52M_0^3 \rightarrow M_0^3 = \frac{q_u l^2}{8} = 437,40 \times \frac{3,30^2}{8} = 595,41 \text{ daN.m} \\ M_t^3 = 0,52 \times 595,41 = 309,96 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^4 = 0,62M_0^4 \rightarrow M_0^4 = \frac{q_s l^2}{8} = 4437,40 \times \frac{3,3^2}{8} = 559,87 \text{ daN.m} \\ M_t^4 = 0,62 \times 559,87 = 347,11 \text{ daN.} \end{array} \right.$$

➤ Moments en appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = -0,2 M_0^1 \rightarrow M_0^1 = 816,06 \\ M_A = -0,2 \times 816,06 = -163,21 \text{ daN.m} \\ M_B = -0,5 M_0^1 \rightarrow M_0^2 = 866,26 \text{ daN.m} \\ M_B = -0,5 \times 866,26 = -433,13 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_C = -0,4 M_0^3 \rightarrow M_0^3 = 866,26 \text{ daN.m} \\ M_C = -0,4 \times 866,26 = -346,51 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_D = -0,5 M_0^3 \rightarrow M_0^3 = 816,06 \text{ daN.m} \\ M_D = -0,5 \times 816,06 = -408,03 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

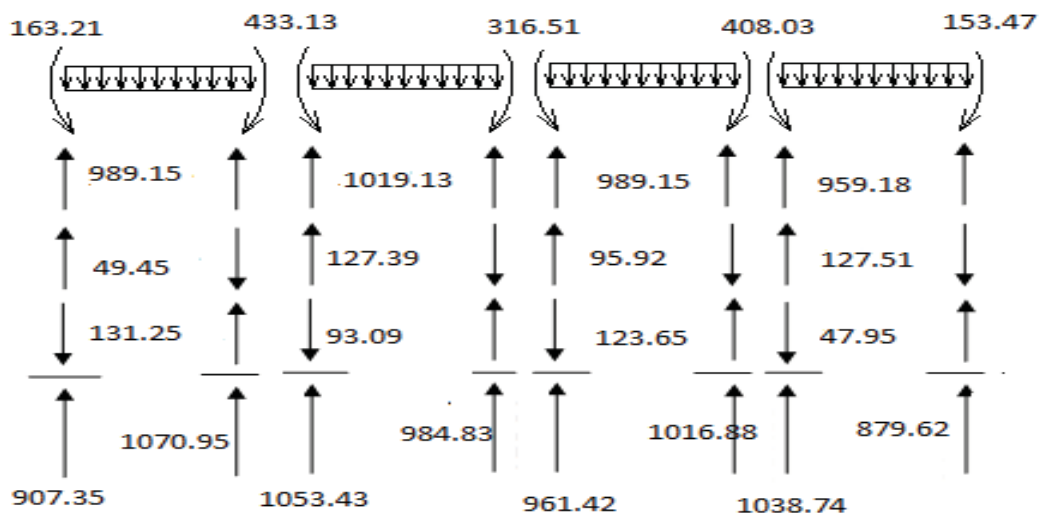
$$\left\{ \begin{array}{l} M_E = -0,2 M_0^5 \rightarrow M_0^5 = 767,35 \text{ daN.m} \\ M_E = -0,2 \times 767,35 = -153,47 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

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

$$\begin{cases} M_A = -0.2 M_0^1 \rightarrow M_0^1 = 595.411 \\ M_A = -0.2 \times 595.411 = -119.08 \text{ daN.m} \\ M_B = -0.5 M_0^1 \rightarrow M_0^2 = 632.043 \text{ daN.m} \\ M_B = -0.5 \times 632.04 = -316.02 \text{ daN.m} \\ M_C = -0.4 M_0^3 \rightarrow M_0^3 = 632.043 \text{ daN.m} \\ M_C = -0.4 \times 632.043 = -252.82 \text{ daN.m} \\ M_D = -0.5 M_0^3 \rightarrow M_0^3 = 595.41 \text{ daN.m} \\ M_D = -0.5 \times 595.41 = -297.71 \text{ daN.m} \\ M_E = -0.2 M_0^5 \rightarrow M_0^5 = 559.87 \text{ daN.m} \\ M_E = -0.2 \times 559.87 = -111.97 \text{ da} \end{cases}$$

➤ Efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u L}{2} \pm \frac{M_g - M_d}{L}$$



T : en [daN]

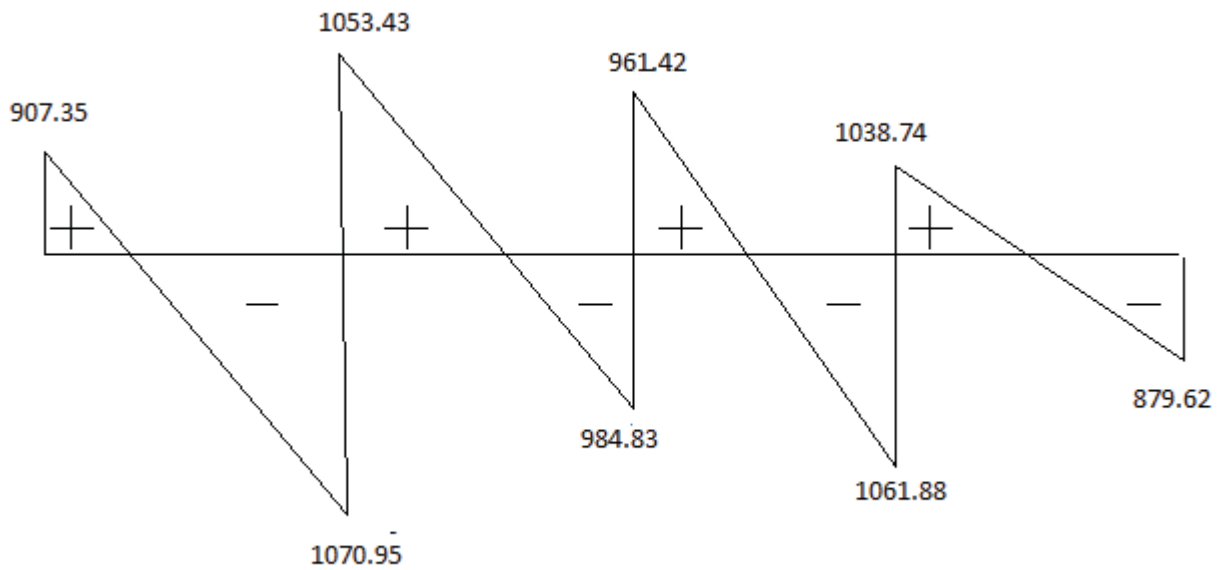


Fig.III. 10: Diagramme des efforts tranchants.

➤ **Diagramme des moments fléchissant**

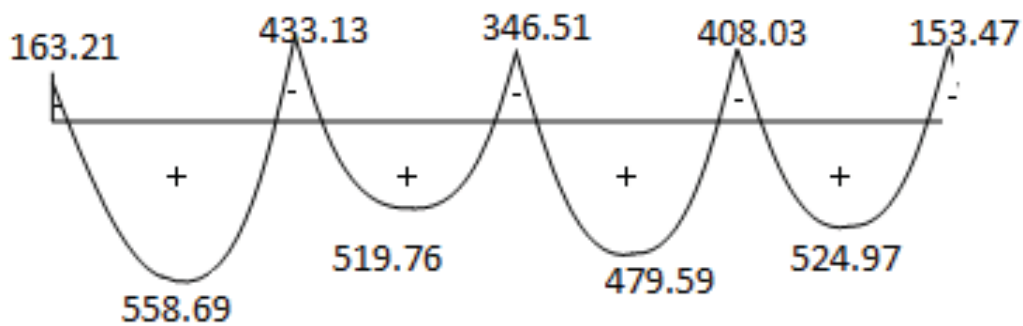


Fig.III. 11: Diagramme des moments

Tableau 3.1: Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux

➤ Etages courants :

Types \ Sollicitations	Moments en travées [daN .m]		Moments en appuis [daN .m]		Efforts tranchants T [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	808.96	583.92	-636.59	-459.51	1189.32
2	762.07	550.08	-636.59	-459.51	1189.32

➤ Terrasse .:

Types \ Sollicitations	Moments en travées [daN .m]		Moments en appuis [daN .m]		Efforts tranchants T [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	808.96	583.92	-636.59	-459.51	1189.32

III.2.4- Détermination des armatures :

a. En travées :

➤ E.L.U :

$$M_t^u = 506.42 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

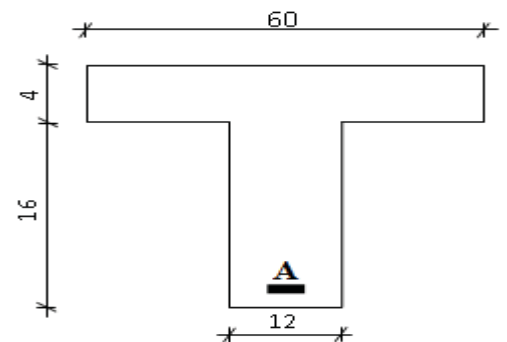


Fig.III.12: Section de calcul

$$M_T = 11.33 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 43507.2 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 5064.2 \text{ N.m} < M_T = 43507.2 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression ; donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5064.2}{11.33 \times 60 \times (18)^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5064.2}{348 \times 0.99 \times 18} = 1 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3\text{T}10 \longrightarrow A = 2.35 \text{ cm}^2.$$

➤ E.L.S :

$$M_t^{\text{ser}} = 369.50 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.35 \times (18 - 4) = -13.5 < 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la nervure \Rightarrow la section de calcul est une section en T.

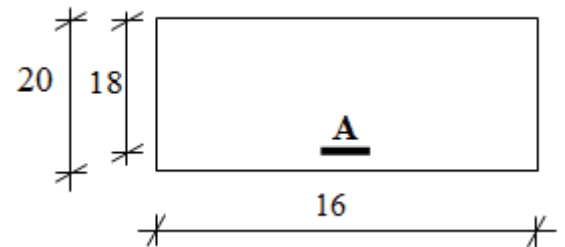


Fig.III.13: Section de calcul en travée

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35}{12} = 18.94 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2.35 \times 18}{12} = 169.75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.94 + \sqrt{(-18.94)^2 + 169.75} = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4.05^3 - (60 - 12) \times (4.05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.35 \times (18 - 4.05)^2$$

$$I = 8188.34 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_l}{I} = \frac{3695}{8188.34} = 0.451$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.451 \times 4.05 = 1.82 \text{ MPa.}$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- ⇒ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

b. En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_a^u = -433.13 \text{ daN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) [\text{cm}^2]$.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4331.3}{11.33 \times 12 \times (18)^2} = 0.100$$

$$\mu = 0.100 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.131$$

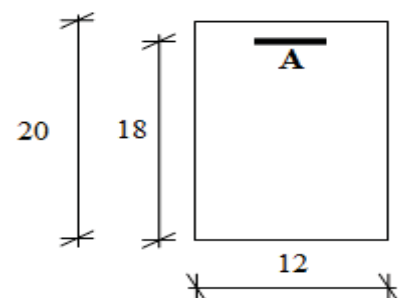


Fig.III.14: section de calcul en appui

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4331.3}{348 \times 0.932 \times 18} = 0.96 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_l; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 0.96 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures :

$$1\text{T}12 \longrightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2.$$

➤ E.L.S :

$$M_a^{\text{ser}} = -316.02 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{433.13}{316.02} = 1.37$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.170 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

III.2.5- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

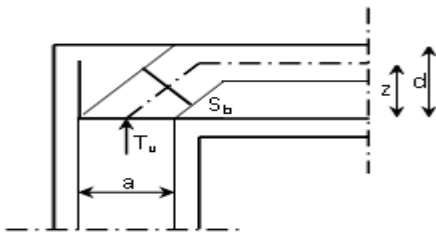


Fig.III.15 : Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

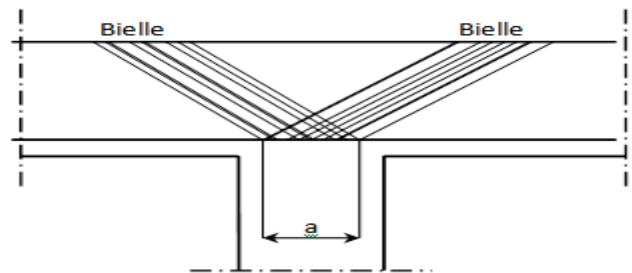


Fig.III.16 : Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

$$T_u^{max} = 817.94 \text{ daN.}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 817.94 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 20 \times 100 = 103809.6 \text{ N.}$$

⇒ Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(817.4 - \frac{5586.9}{0.9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.095 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur A_l .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{817.29}{(12 \times 18) \times 100} = 0.60 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{e28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.67\text{MPa}$

$\tau_u = 0.60\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67\text{MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0.57\text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0.56\text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \text{et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

- $\delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 16.2\text{ cm}$
- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.42\text{ cm}$
- $\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.60 - 0.3 \times 1.8)} = 146.22\text{ cm}$$

❖ Conclusion :

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2\text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15\text{cm}$

III.2.6-vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche :

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

➤ Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 695 \times 0.6 = 417 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 695 \times 0.6 = 417 \text{ daN/m.}$$

P : charge totale ($P = G+Q$) ;

$$P = (695+100) \times 0.6 = 477 \text{ daN/m.}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = M_{tj}^{ser} = 0.70 \times M_{0g}^{ser} = 0.70 \times 417 \times \frac{3.70^2}{8} = 499.51 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.70 \times M_{\hat{a}p}^{ser} = 0.70 \times 477 \times \frac{3.70^2}{8} = 571.39 \text{ daN.m}$$

• Modules de déformations longitudinaux :

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 1.8 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 29859 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043 \text{ MPa}$$

➤ Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (g g').

- Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2.35 \times 18}{4 \times 60 + 12 \times 16 + 15 \times 2.35} = 7.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7.32^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7.32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12.68^3}{3} + 15 \times 2.35 \times (12.68 - 2)^2$$

$$I_0 = 19434.53 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_1^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2.35}{12 \times 18} = 1.09 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,857$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4995.1}{2.35 \times 0.857 \times 18} = 137.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5713.8}{2.35 \times 0.857 \times 18} = 157.62 \text{ MPa}$$

- Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0108 \times 137.79 + 1.8} = 0.594$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0089 \times 157.62 + 1.8} = 0.634$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

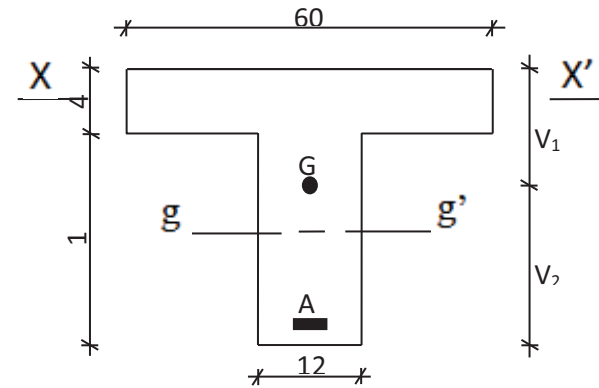


Fig.III.17: Coordonnées de centre de gravité

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 1,8}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0108} = 3,21$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 1,8}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0108} = 1,28$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 19434,53}{1 + 1,28 \times 0,594} = 12138,76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = I_{fj}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 19434,53}{1 + 3,21 \times 0,594} = 7364,52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 19434,53}{1 + 3,21 \times 0,634} = 7049,76 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{4995,1 \times 370^2}{10 \times 10043 \times 12138,76} = 0,56 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{499,51 \times 370^2}{10 \times 29859 \times 7364,52} = 0,31 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{5713,8 \times 370^2}{10 \times 29859 \times 7049,76} = 0,37 \text{ cm}$$

➤ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,56 - 0,31) + (0,37 - 0,31) = 0,31 \text{ cm}$$

➤ La flèche admissible :

$$L = 3,70 \text{ m} \geq 5,00 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

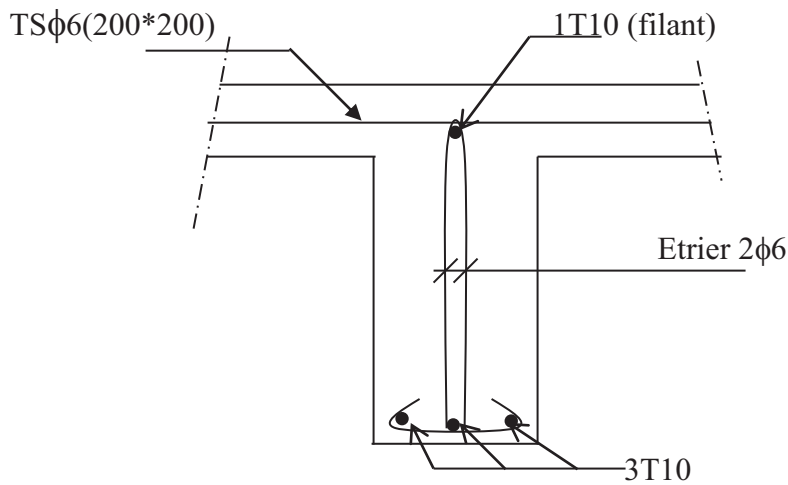
• **Conclusion :**

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0,31 \text{ cm} < 0,74 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

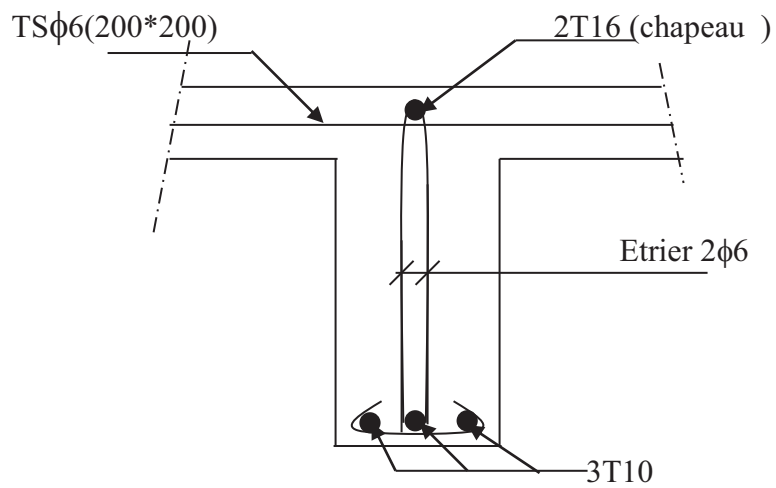
Tableau.III.2: Ferrailage de la poutrelle.

		M [daN.m]	A_t [cm ²]	Choix des armatures	A_t	Disposition des armatures
En travée	E.L.U.R.	506.42	1.30	3T10 $A=2.35 \text{ cm}^2$	2Ø6 $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$	
	E.L.S.	369.5	vérifiée			
En appui	E.L.U.R.	-433.13	0.96	1T12 $A=1.13 \text{ cm}^2$		
	E.L.S.	-316.02	vérifiée			

coupe transversale d'une poutrelle :



FigIII.18 : coupe au niveau de la travée



FigIII.19 : coupe au niveau de l'appui

III.3- plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.3.1-Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du type de chargement.

- Pour $\rho < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens (**Fig.a**)
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions (**Fig.b**).

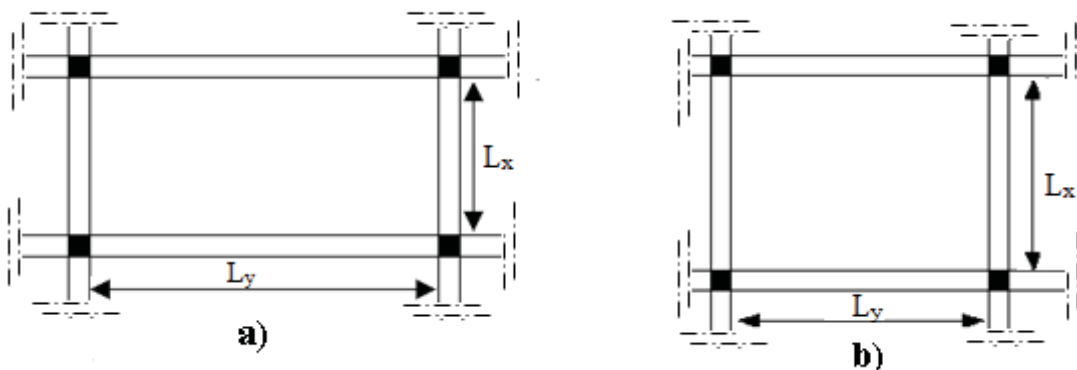


Fig.III.20: Dimensions d'un panneau de dalle.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre.II**) \Rightarrow et leur calcul se fera en flexion simple.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [BAEL91]

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

On prendra : $\phi = 8\text{ mm}$

- Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1\text{ cm.}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{8}{2})\text{mm} = 14\text{mm} \\ C_y = (10 + 8 + \frac{8}{2})\text{mm} = 22\text{mm} \end{cases}$$

- Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.4 = 14.6\text{cm}$$

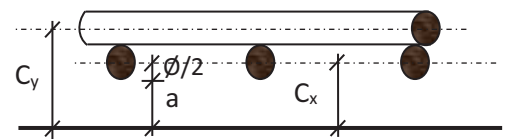


Fig.III.21. Enrobage

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2.2 = 13.8\text{cm}$$

III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

$$G = 606\text{daN/m}^2, Q = 150 \text{ daN/m}^2 ;$$

a. Combinaison fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 606 + 1.5 \times 150 = 1043.1\text{daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 1043.1 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 606 + 150 = 756 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 756 \text{ daN/m}_L.$$

b. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

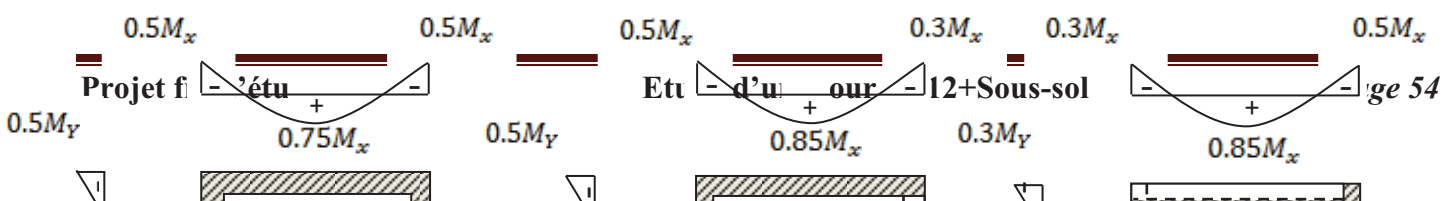
$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

c. Mode d'encastrement :



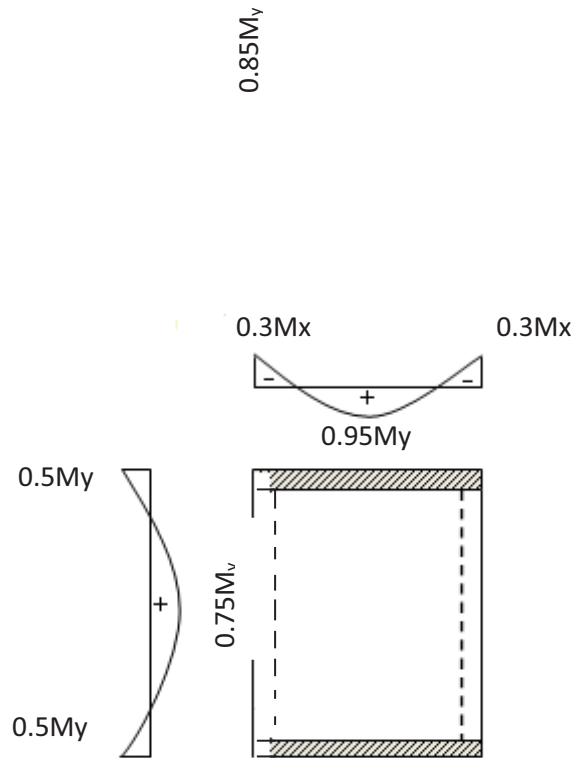
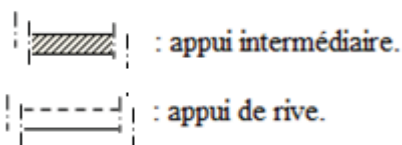


Fig.III.22: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

- **RDC :**

Remarque :

Projet fin d'étude



-12+Sous-sol

➤ **Types 01 :** Panneau de dalle continu au delà de ses appuis :

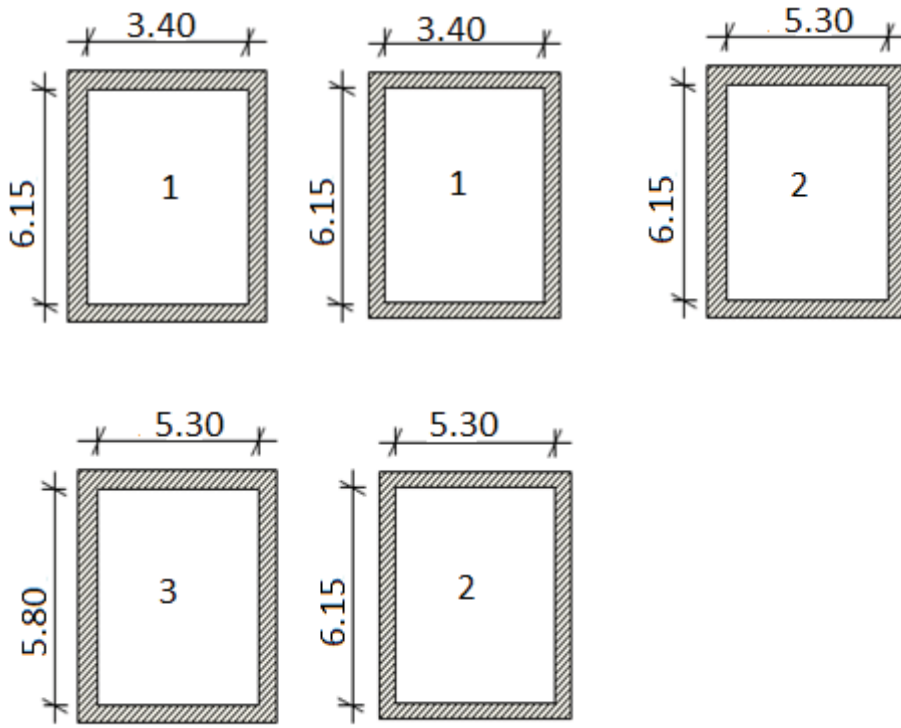
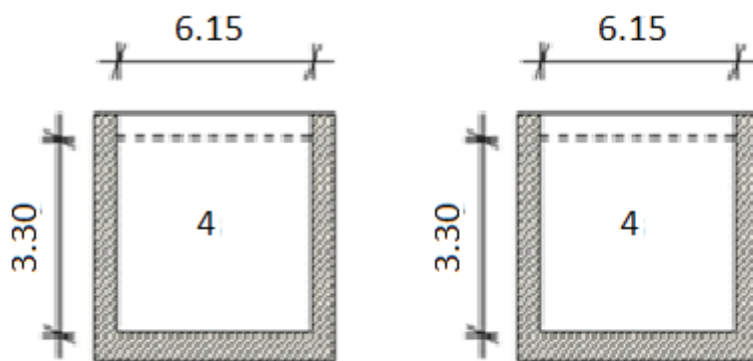


FIG.III.23: Panneau continu au-delà de ses appuis

• **Types 02 :** Panneau de rive dont au moins un appui peut assuré un encastrement est partiel :



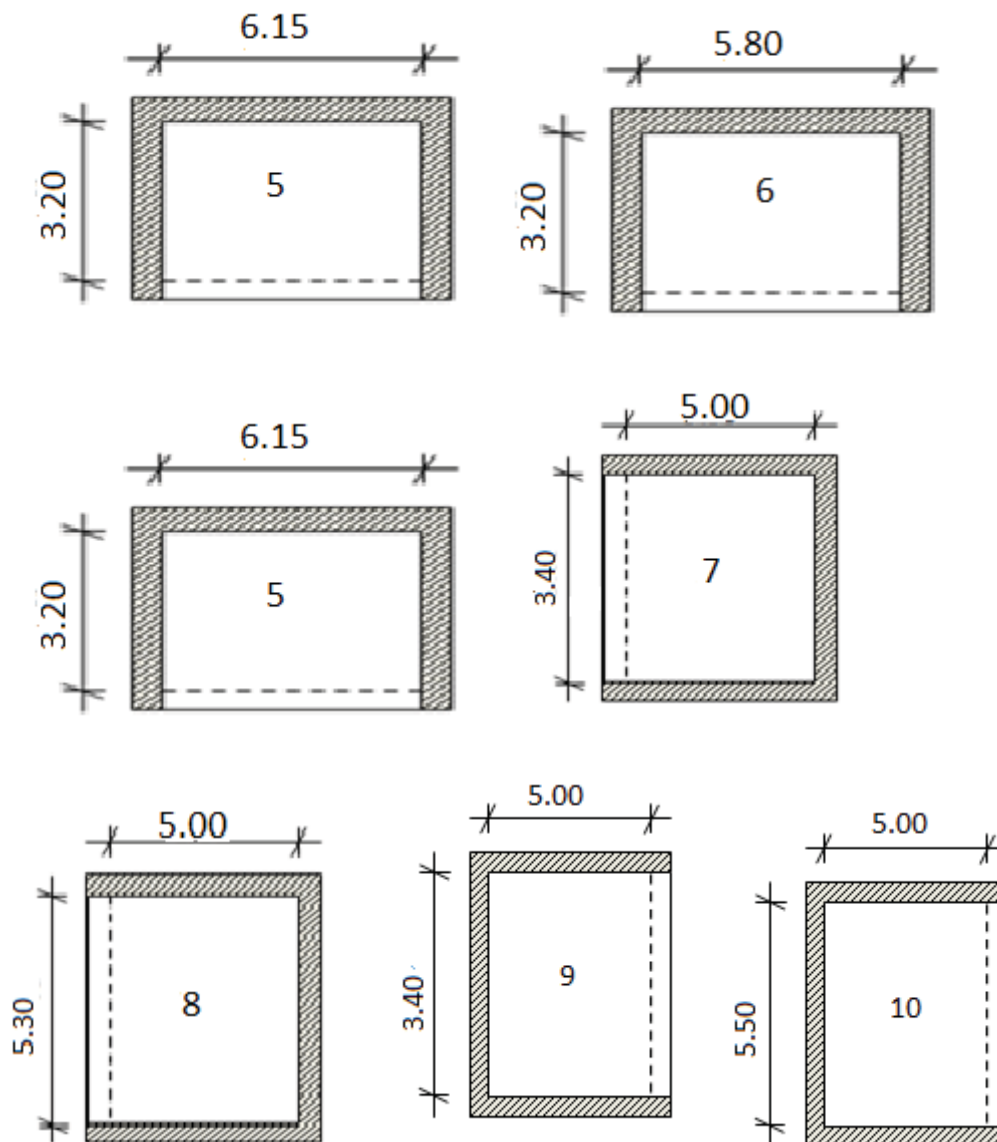


Fig.III.24:panneau de rive dont un appui assure un encastrement partiel

- **Type03** : Panneau de rive dont au moins deux appuis peut assurer un encastrement est partiel :

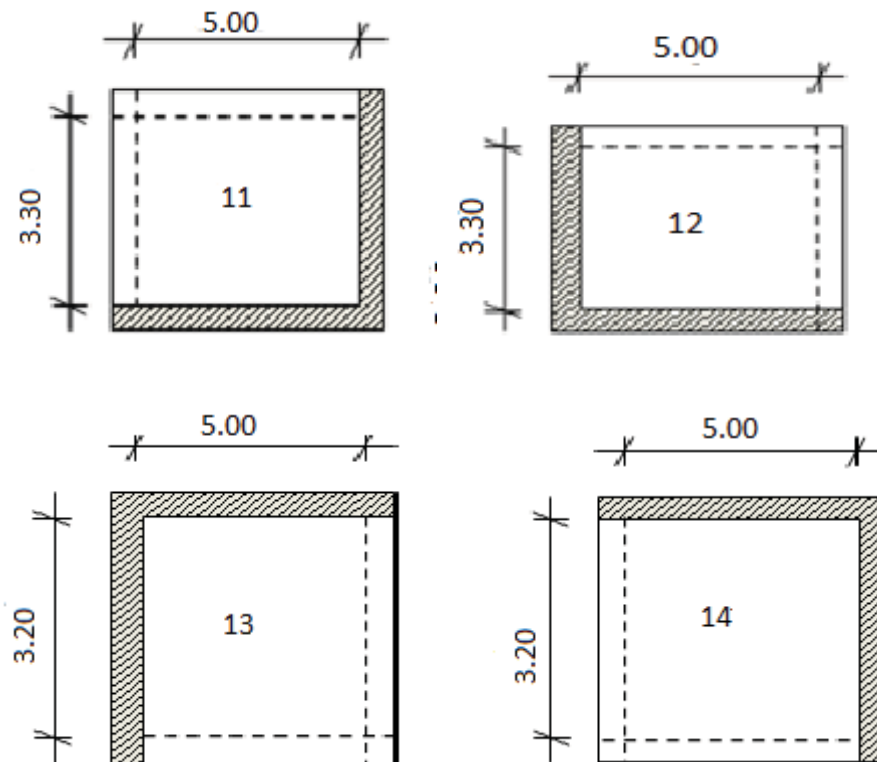


Fig.III.25: panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel

Tableau III.3 : tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du RDC :

Panneaux	Lx	Ly	$\zeta=Lx/Ly$	E.L.U ($\nu = 0$)								E.L.S ($\nu = 0.2$)							
				μ_x	μ_y	M _x	M _{ax}	M _{tx}	My	M _{ay}	M _{ty}	μ_x	μ_y	M _x	M _{ax}	M _{tx}	My	M _{ay}	M _{ty}
1	3.40	6.15	0.55	0.0879	0.250	1059.92	529.81	794.71	264.98	132.49	198.74	0.0924	0.420	807.52	403.76	605.64	339.16	169.58	254.37
2	5.30	6.15	0.86	0.0498	0.693	1459.17	729.59	1094.38	1011.20	505.6	758.4	0.0569	0.791	1208.33	604.17	906.25	955.79	477.90	716.84
3	3.80	5.30	0.71	0.0670	0.450	1009.18	504.59	756.89	454.131	227.06	340.60	0.0731	0.596	798.01	399.01	598.51	475.61	237.81	356.71
4	3.30	6.15	0.53	0.0905	0.250	1028.02	514.01	873.82	257.01	128.51	218.46	0.0945	0.400	778.00	389.00	661.3	311.20	155.6	264.52
5	3.20	6.15	0.52	0.0918	0.250	980.55	490.28	833.47	245.14	122.57	208.37	0.0975	0.391	754.79	377.40	641.57	295.12	147.56	250.85
6	3.20	5.80	0.55	0.0707	0.408	755.17	377.59	641.89	308.11	154.06	261.89	0.0755	0.5704	584.48	292.24	496.81	333.39	166.70	283.38
7	3.40	5.00	0.68	0.0584	0.5608	704.20	352.1	598.57	394.92	197.46	335.68	0.0766	0.563	669.43	334.71	569.02	379.89	189.95	322.91
8	5.30	5.00	0.94	0.0419	0.864	1227.70	613.85	1043.55	1060.73	530.37	901.62	0.0491	0.906	1042.69	521.35	886.29	944.68	472.34	802.98
9	3.40	5.00	0.68	0.0584	0.5608	704.20	352.1	598.57	394.92	197.46	335.68	0.0766	0.563	669.43	334.71	569.02	379.89	189.95	322.91
10	5.00	5.50	0.90	0.0458	0.778	1194.35	597.18	1015.20	929.20	464.6	789.82	0.0529	0.846	999.81	499.91	849.84	845.84	216.62	324.93
11	3.30	5.00	0.66	0.0733	0.382	832.64	416.32	707.74	318.07	159.04	270.36	0.0789	0.541	649.57	324.79	552.13	351.42	175.71	298.71
12	3.30	5.00	0.66	0.0733	0.382	832.64	416.32	707.74	318.07	159.04	270.36	0.0789	0.541	649.57	324.79	552.13	351.42	175.71	298.71
13	3.20	5.00	0.64	0.0759	0.356	810.71	405.36	689.10	288.61	144.31	245.32	0.0813	0.519	629.38	314.69	534.97	326.65	163.33	277.65
14	3.20	5.00	0.64	0.0759	0.356	810.71	405.36	689.10	288.61	144.31	245.32	0.0813	0.519	629.38	314.69	534.97	326.65	163.33	277.65

Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :

Planchers	Sens	ELU		ELS	
		M _{appuis} [daN.m]	M _{travées} [daN.m]	M _{appuis} [daN.m]	M _{travées} [daN.m]
RDC	Sens X-X	7295.9	10943.8	6041.7	9062.5
	Sens Y-Y	5303.7	9016.2	4779	8029.8

III.3.3- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

D’après le tableau (III-3), on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du RDC (plancher bas) ;

❖ **Sens X-X :**

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{tx}^u = 10943.8 daN.m$$

- Vérification de l’existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{10943.8}{11,33 \times 100 \times (14.6)^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

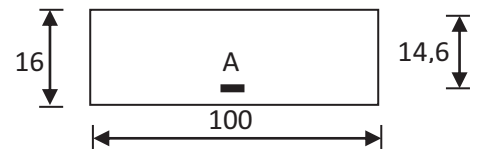


Fig III.26 : Section de calcul en travée (x-x)

$$1000 \varepsilon_s > 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.057$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.977$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{10943.8}{348 \times 0.977 \times 14.6} = 2.2 cm^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 9062.5 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1094.38}{906.25} = 1.21$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.057 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.31 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

b) En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_{ax}^u = 7295.9 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{7295.9}{11.33 \times 100 \times (14.6)^2} = 0.030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

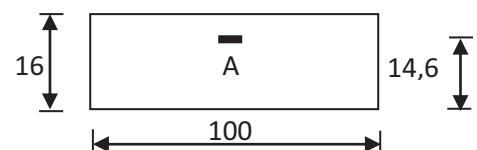


Fig III.27 : Section de calcul en appui (x-x)

$$1000 \varepsilon_s > 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

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

- Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{7295.9}{348 \times 0.985 \times 14.6} = 1.48 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.48 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T8}/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{\text{ser}} = 6041.7 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{\text{ser}}} = \frac{7295.9}{6041.7} = 1.21$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.030 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.31 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

❖ Sens Y-Y :

a) En travées :

➤ E.L.U : $M_{ly}^u = 9016.2 \text{ daN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{9016.2}{11,33 \times 100 \times (13.8)^2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,978$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{9016.2}{348 \times 0.978 \times 13.8} = 1.91 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_{ty}^s = 1.91 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T8}/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 8029.8 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{9016.2}{8029.8} = 1.12$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.054 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.12-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.26 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

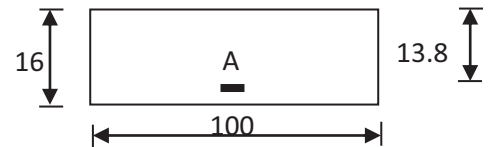


Fig III.28 : Section de calcul en travée (y-y)

(Aucune vérification pour (σ_s))

b) En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_{ay}^u = 5303.7 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{5303.7}{11.33 \times 100 \times (13.8)^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.987$$

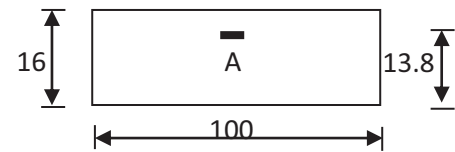


Fig III.29 : Section de calcul en appui (y-y)

• Détermination des armatures :

$$A_{ay}^s = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{5303.7}{348 \times 0.987 \times 13.6} = 1.14 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_{ay}^s = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 4779 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{5303.7}{4779} = 1.10$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.032 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.10 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.25 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s)) } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

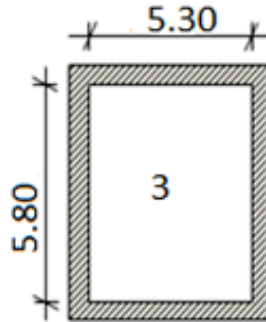
III.3.4- Vérification des contraintes de cisaillement :

• Tu max :

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau 3 :



$$T_x^u = \frac{1043.1 \times 5.30}{2} \times \frac{5.80^4}{5.80^4 + 5.50^4} = 2371.41 \text{ daN} / m_L$$

$$T_y^u = \frac{1043.1 \times 5.80}{2} \times \frac{5.50^4}{5.80^4 + 5.50^4} = 1352.50 \text{ daN} / m_L$$

$$Tu = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow Tu = 2371.41 \text{ daN} / m_L$$

• Calcul τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{2371.41 \times 10}{(100 \times 13.8) \times 100} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5-vérification de la flèche :

- Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$

- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

☑ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{hd}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow 2.9 > 0.037 \Rightarrow C.V$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015 < 0.005 \Rightarrow C.V$$

⇒. les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

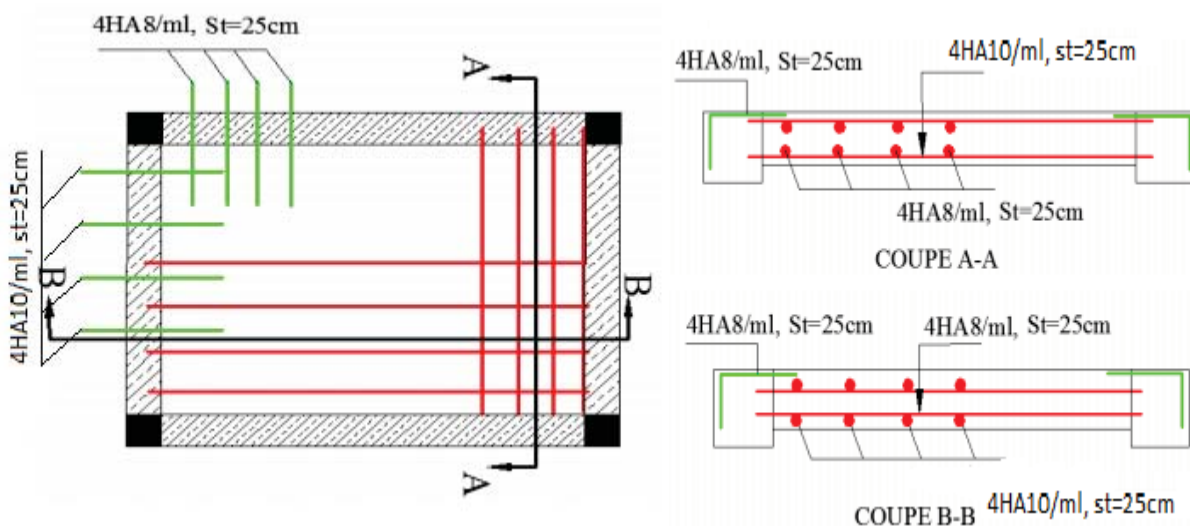


Fig III.30 : Schémas de ferrailage de la dalle pleine

Chapitre IV

Etude des éléments secondaire

IV. Etude des éléments secondaires

IV.1- Etude des escaliers :

IV.1.1- Définition :

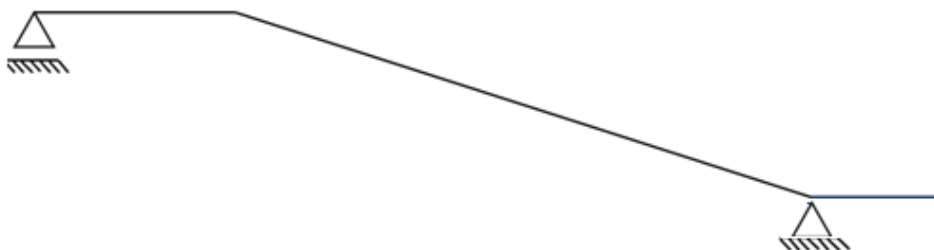
L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches et contres marches, permettant d'accéder à des différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité

IV.1.2- Type d'escalier :

Dans notre projet, on a un seul type d'escaliers :

- Escalier à 2 volées avec 1 paliers de repos ;



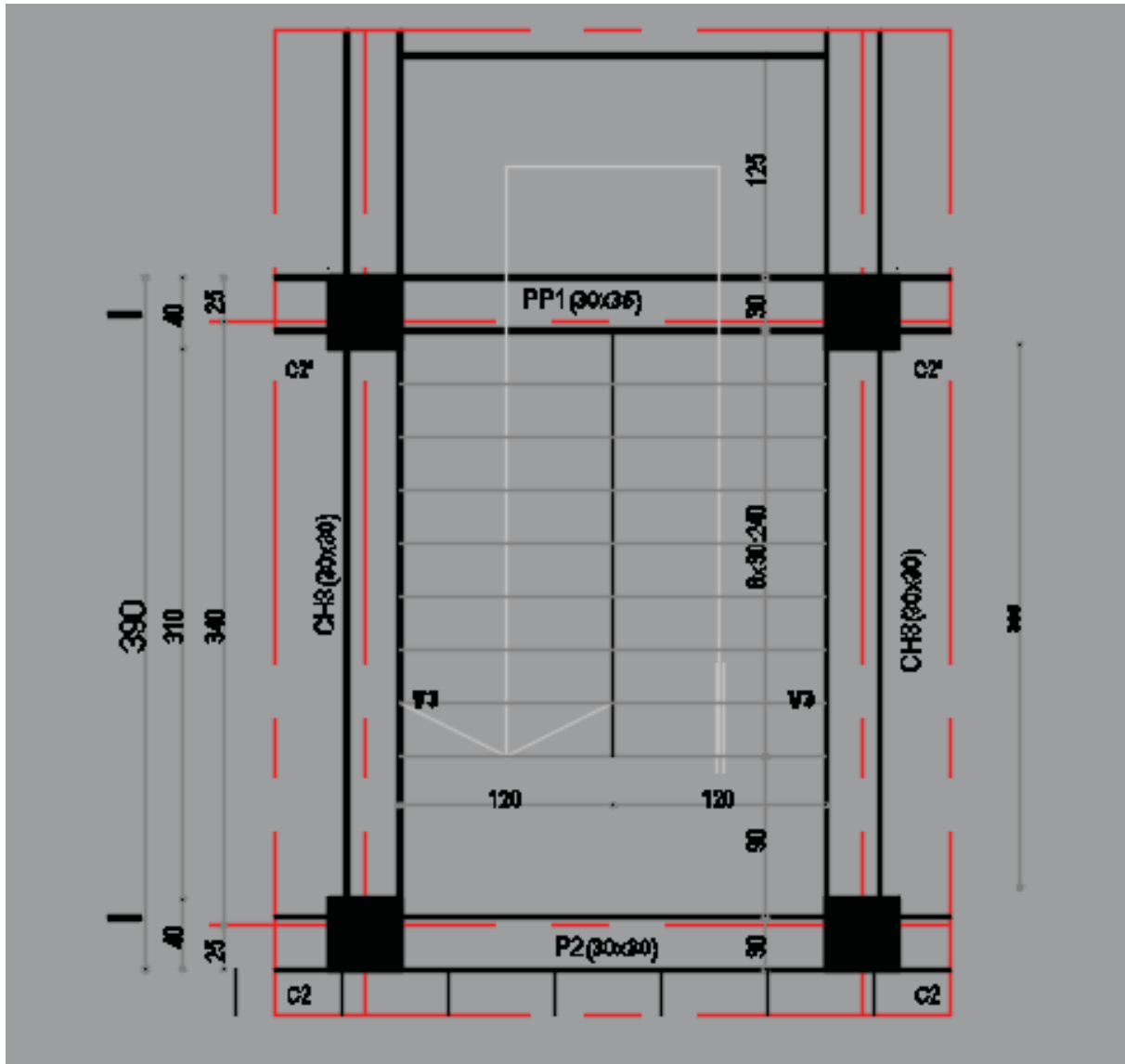
IV.1.3- Escalier

Fig.IV.1: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3.1-Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

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

$$h = 17\text{cm. } g = 30\text{cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Contre marches ; N_c : nombre des contre marches. $N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$

On aura 18 contre marches (N=09contre marches par volées).

$$n = N - 1 = 9 - 1 = 08 \text{ marches par volées.}$$

✓ **L'inclinaison de la pailasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

✓ **La longueur de la pailasse :**

$$\frac{1.53}{\sin (29.54)} = 3.10\text{m}$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 3.10 + 1.25 = 4.35\text{m.}$$

✓ **Epaisseur de la pailasse:** (pailasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < ep < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{435}{30} < ep < \frac{435}{20}$$

D'où : $ep_1 = (14.35 ; 21.75) \text{ cm}$; on prend : **ep= 15cm**

IV.1.3.2-Descente de charges :

➤ **1^{er} type :** (Escalier à pailasse avec un seul palier)

1-volée : a-Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose+sable)	104daN/m ²
- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$)	58.93daN/m ²
-Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$) ..	187daN/m ²
-Poids propre de la pailasse ($2500 \times \frac{ep_1}{\cos \alpha}$)	431daN/m ²
-Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$)	31.00daN/m ²
	G₁=811.93 daN/m²

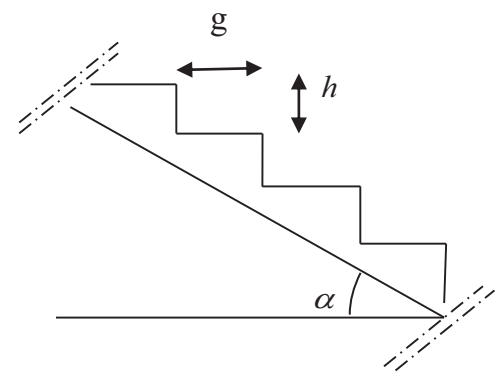


Fig IV.2:schémas de la pailasse

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 811.93 + 1.5 \times 250 = 1471.11 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 811.93 + 250 = 1061.93 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = \bar{q}_1^u \times 1.00 = 1471.11 \times 1.00 = 1471.11 \text{ daN/mL.}$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 1061.93 \times 1.00 = 1061.93 \text{ daN/mL.}$$

2-Palier :**a- Charges permanentes :**

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) 104 daN/m²

- Poids propre du palier ($2500 \times e_{p1}$) 375 daN/m²

- Enduit au ciment ($18 \text{ daN/m}^2/\text{cm} \times 1.5\text{cm}$) 27 daN/m²

$$G_2 = 506 \text{ daN/m}^2$$

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 506 + 1.5 \times 250 = 1058.1 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q = 506 + 250 = 756 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = \bar{q}_2^u \times 1.00 = 1058.1 \times 1.00 = 1058.1 \text{ daN/mL.}$$

$$\bar{q}_2^{\text{ser}} = q_2^{\text{ser}} \times 1.00 = 756 \times 1.00 = 756 \text{ daN/mL.}$$

Schémas statique

$$\begin{array}{lll}
 q_2^{ser} = 756 \text{ daN/mL} & q_1^{ser} = 1061.93/\text{mL} & q_2^{ser} = 756 \text{ daN/mL} \\
 q_2^u = 1058.1 \text{ daN/mL} & q_1^u = 1471.11 \text{ daN/mL} & q_2^u = 1058.1 \text{ daN/mL}
 \end{array}$$

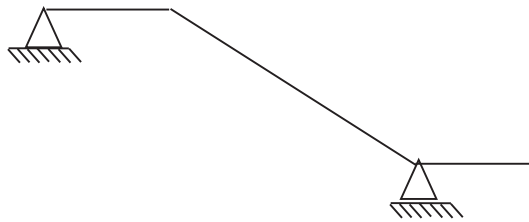
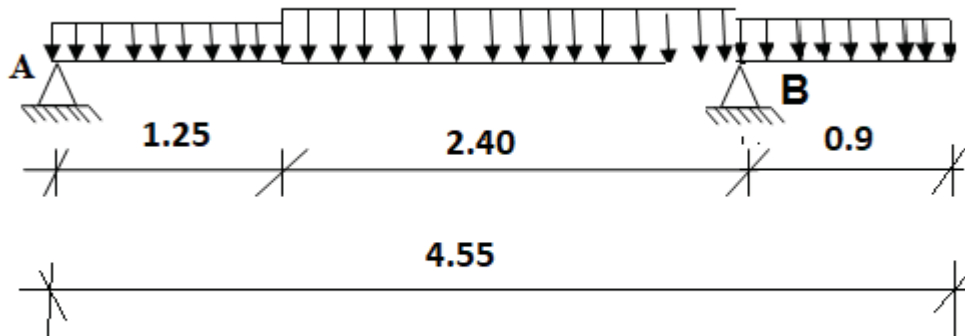


Fig.IV.3: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

D'après logiciel rdm6 on a obtenu :

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant:

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

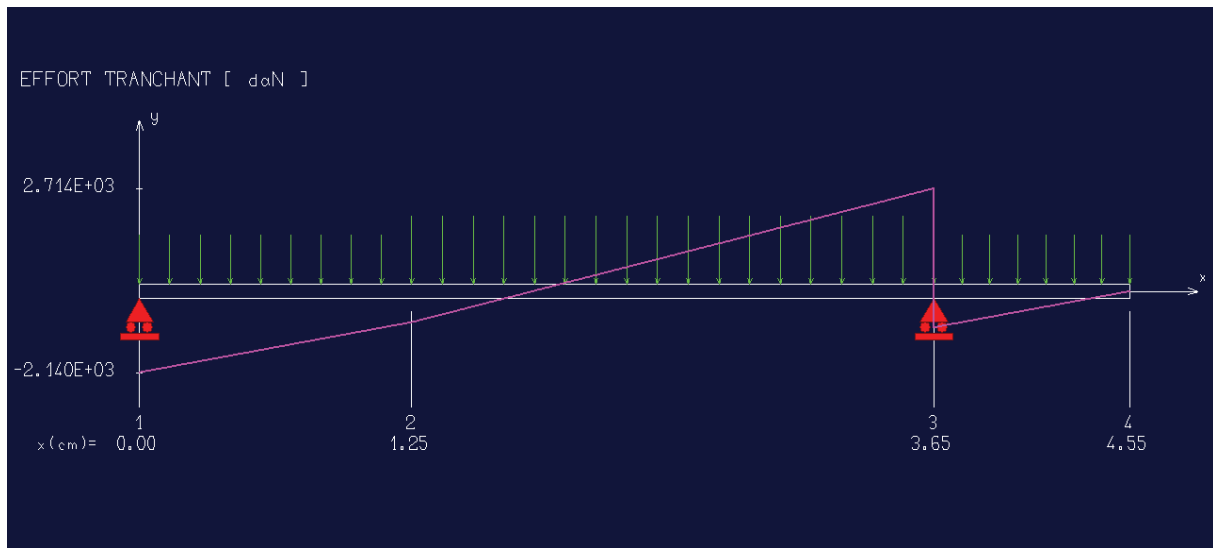
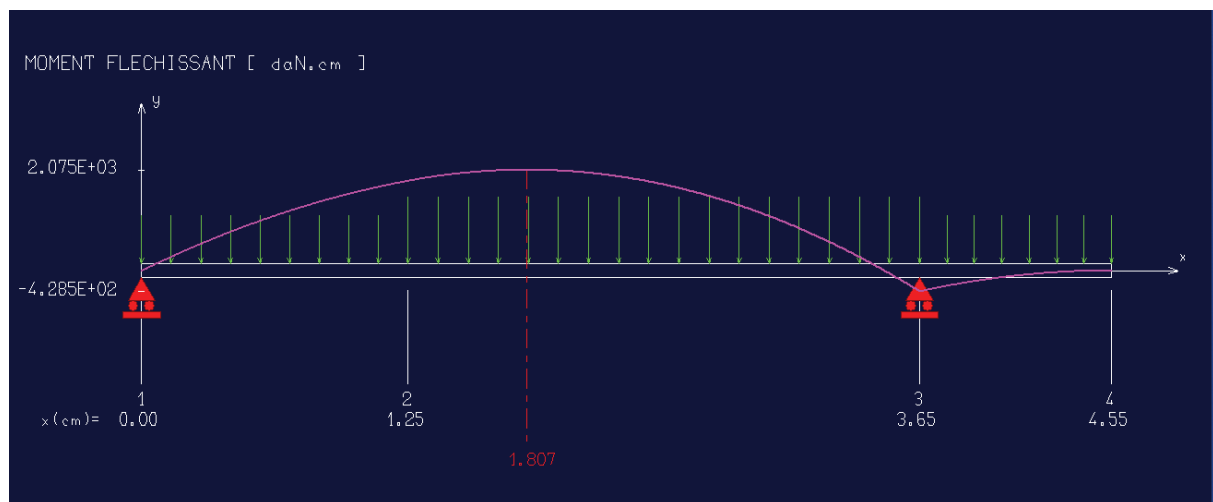
1. Effort tranchant :2. Moment :

Fig.IV.4:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0,2M_{\max}^u = -414 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0,8M_{\max}^u = 342,8 \text{ daN.m}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :
- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :
- Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

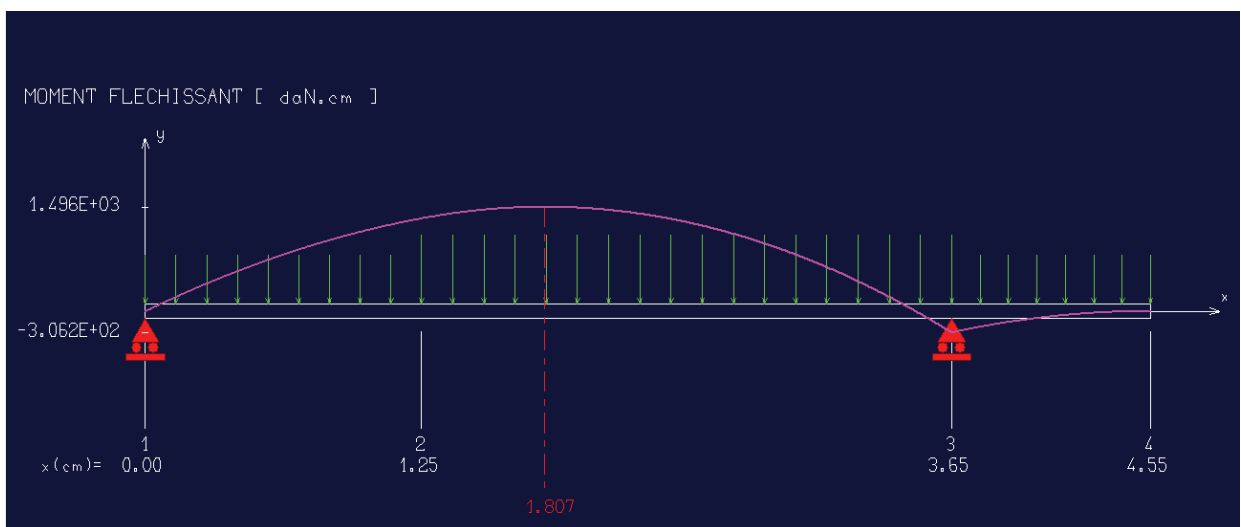
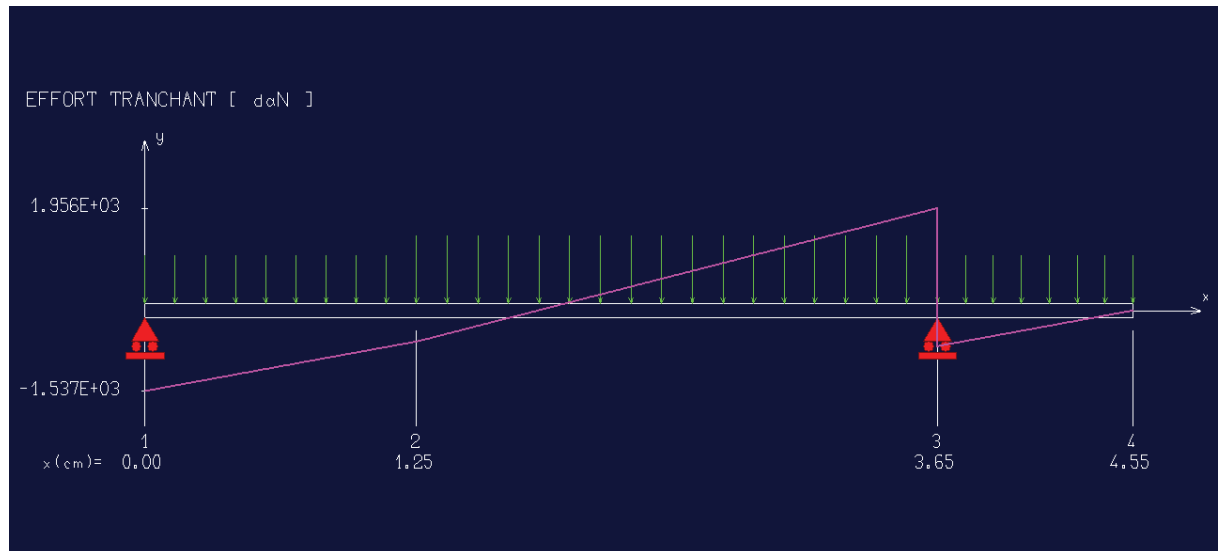


Fig.IV.5: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.2 M_{max} = -299.2 daN.m$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8 M_{max} = 244.96 daN.m$$

❖ Calcul du ferrailage :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 342.8 daN.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3428}{11.33 \times 100 \times (13)^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.979$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3428}{348 \times 0.979 \times 13} = 0.80 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

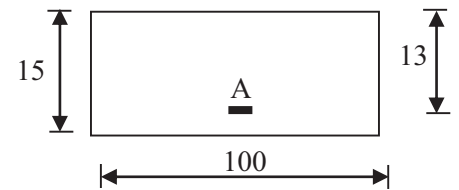
$$2T12 \rightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2 / m_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 244.96 daN.m$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{3428}{2449.6} = 1.39$$



FigIV.6: Section de calcul de la paillasse en travée

$$\alpha = 0.12 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifié

• Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- ⇒ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• Armatures de répartition :

$$A'_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

1T12/m_L → A = 1.13 cm²/m_L

(T12 → e = 15 cm).

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -414 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4140}{11.33 \times 100 \times (13)^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

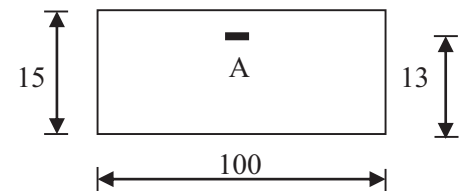
$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

• Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4140}{348 \times 0.996 \times 13} = 1 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$



FigIV.7: Section de calcul de la paillasse en appui

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$2T12/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

Pour des résons pratiques en prend : (T12 \longrightarrow e = 15cm)

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -299.2 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

Avec :

$$\alpha = 0.03 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

• Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1.20}{4} = 0.30 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$1T12/\text{m}_L \longrightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 2730.60 \text{ daN}$$

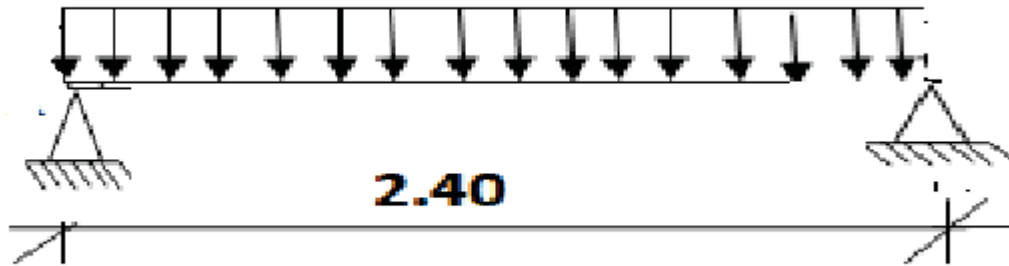
$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{27306}{100 \times 13 \times 100} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.1.3.3-Poutre palière :

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos



FigIV.8: Schéma statique de la poutre palière.

Critère de flèche:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : longueur de la poutre ;

h : hauteur de la poutre et

b : largeur de la poutre.

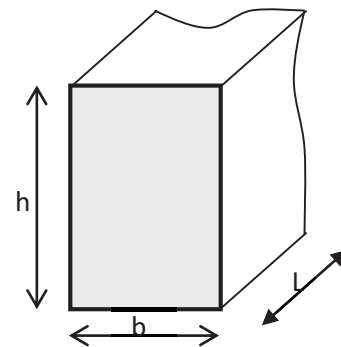


Fig. IV.9:Section transversale d'une poutre

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$\Rightarrow 21.33cm \leq h \leq 32cm$$

Soit : **h = 30cm** et **b = 30cm**.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30cm \geq 20cm$
 - $h=30cm \geq 30cm$
 - $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

Donc ; la section de la poutre palière est $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

A. Evaluation des charges :

- Poids propre g_p de la poutre palière :

$$g_p = 0.3 \times 0.3 \times 2500 = 337.5 \text{ daN} / m_L$$

- La charge due au poids du mur :

$$\text{Epaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1.5 \times 18 = 274 \text{ daN} / m^2$$

Hauteur libre d'étage :

$$h_e = 3.06 - 2 \times (0.3) = 2.16 \text{ m} \Rightarrow g'_{\text{mur}} = 274 \times \frac{2.16}{2} = 295.92 \text{ daN} / m_L$$

- Charge permanente du palier de repos :

$$R_B^u = 2565.40 \text{ daN} / m_L \text{ (E.L.U.)}$$

$$R_B^{\text{ser}} = 1850.29 \text{ daN} / m_L \text{ (E.L.S.)}$$

B. Combinaisons fondamentales :

On note :

\overline{q} : Poids propre de la poutre palière + la charge du mur + réaction de la volée et

q : Poids propre de la poutre palière + la charge du mur.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\overline{q}_u = 1.35 \times (337.5 + 295.92) + 2565.4 = 3420.52 \text{ daN} / m_L$$

$$q_u = 1.35 \times (337.5 + 295.92) = 855.12 \text{ daN} / m_L$$

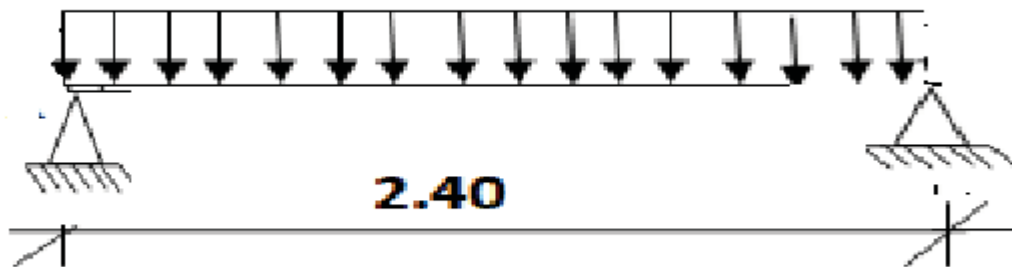
➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\overline{q}_{\text{ser}} = 337.5 + 295.92 + 1850.29 = 2483.71 \text{ daN} / m_L$$

$$q_{\text{ser}} = 337.5 + 295.92 = 633.42 \text{ daN} / m_L$$

$$q_{ser} = 2483.71 \text{ daN/ml}$$

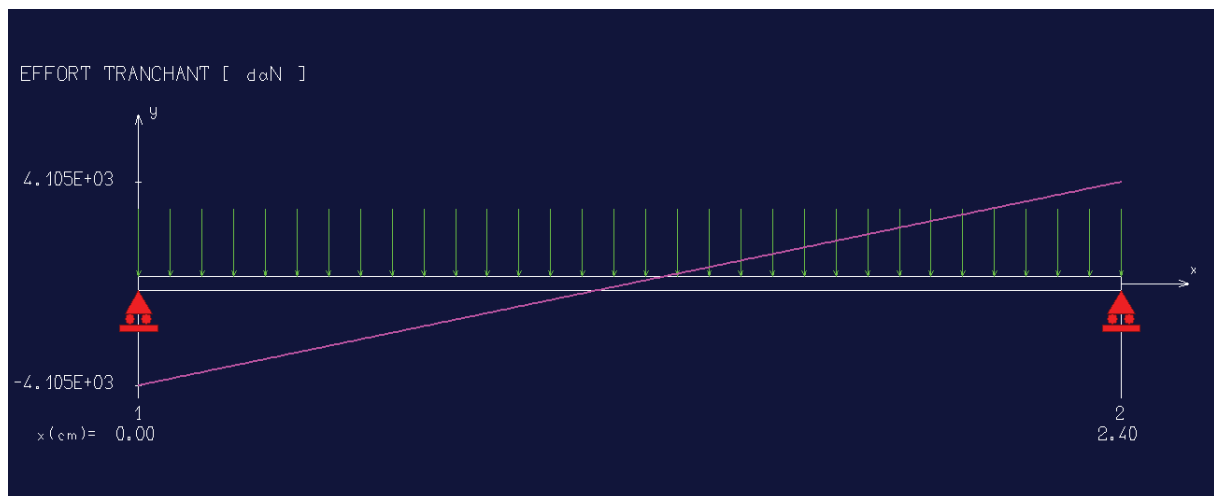
$$q_u = 3420.52 \text{ daN/ml}$$



➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant:

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :



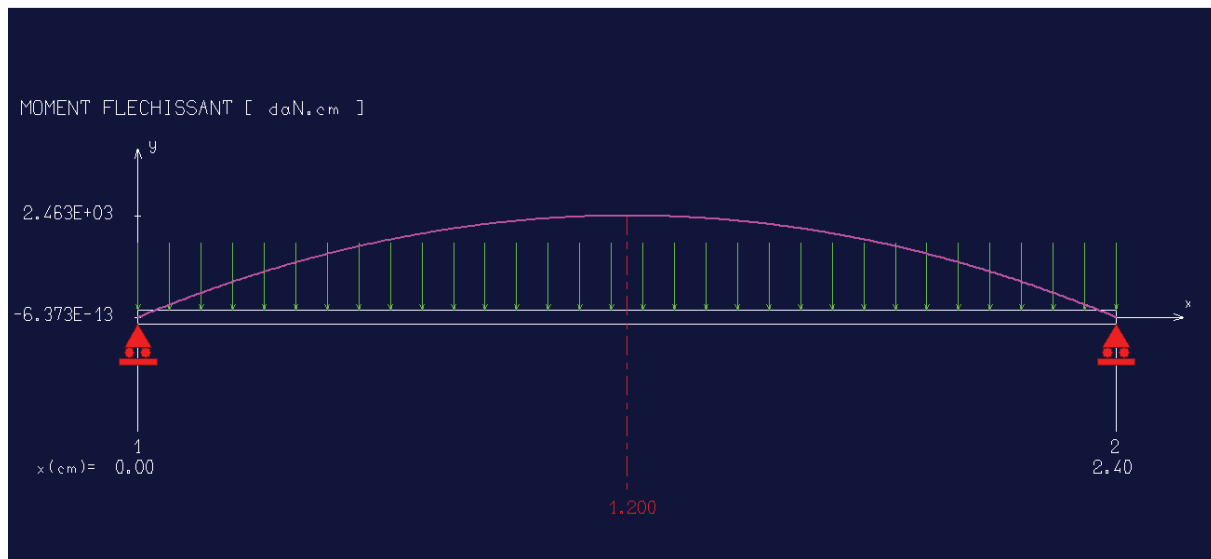


Fig.IV10: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.4M_{\max}^u = -2549.2 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.6M_{\max}^u = 3823.8 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

• Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

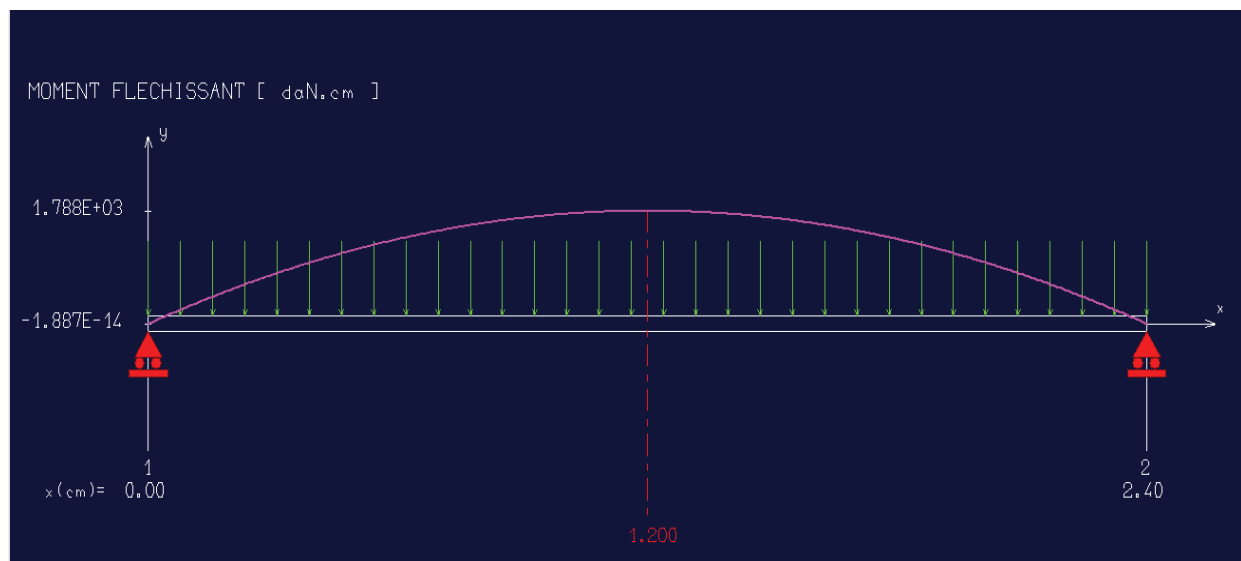
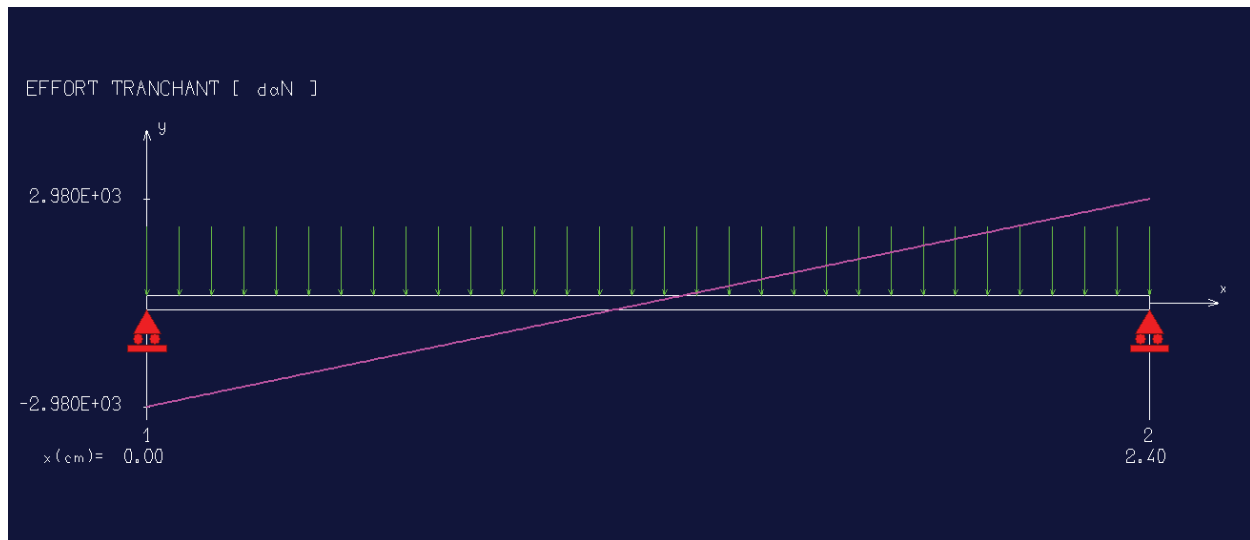


Fig.IV11:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.4 M_{\max} = -715.2 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.6 M_{\max} = 1072.8 \text{ daN.m}$$

❖ Calcul du ferrillage :

A. En travée :

- Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^U = 3823.8 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{Ur}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{38238}{11.33 \times 30 \times (25)^2} = 0.05$$

$$\mu = 0.05 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.974$$

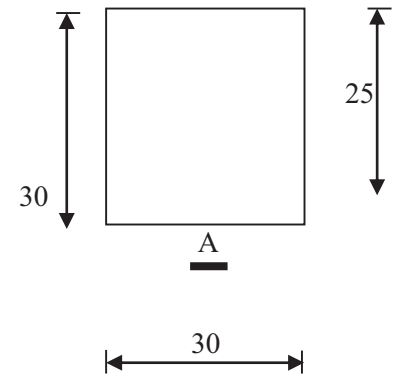


Fig.IV. 12:Section de calcul de la poutre en travée.

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{38238}{348 \times 0.974 \times 25} = 3.87 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 20 \times \frac{1.8}{400} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3.87 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures:

$$3T14 \longrightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{SER} = 1072.8 daN.m$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{2549.2}{1072.8} = 1.38$

$$\Rightarrow \alpha = 0.12 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -2549.2 daN.m$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25492}{11.33 \times 30 \times (25)^2} = 0.120$$

$$\mu = 0.120 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.192$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.923$$

• Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25492}{348 \times 0.968 \times 25} = 3.02 \text{ cm}^2 / m_L$$

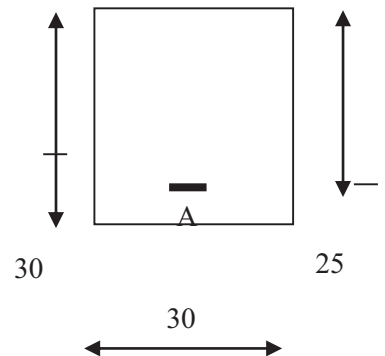


Fig.IV. 13:Section de calcul de la poutre en appui.

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 25 \times \frac{1.8}{400} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 3.02 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$3T14 \longrightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -715.2 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{2549.2}{715.2} = 3.5$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.06 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{3.5-1}{2} + \frac{20}{100} = 1.45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s)) } ⇒ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = 3234.03 \text{ daN}$$

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Avec : } T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_u = 3234.03 \text{ N} \leq 0.267 \times 36 \times 30 \times 40 \times 100 = 540675 \text{ N.}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(32340.3 \cdot 10^{-2} - \frac{16692.1}{0.9 \times 25} \right) = 0.90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_L inférieure.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{32340.3}{(30 \times 20) \times 100} = 0.60 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{e28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la

ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 0.60 \right) = 0.8 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = \phi 8 = 2.1 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

•

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b \cdot \sin \alpha} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.60 - 0.3 \times 1.8)} = 179.94 \text{ cm}$$

Selon RPA99 (version2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2 \text{ cm} \right) = 7.5 \Rightarrow \delta_t = 7.5 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$$

❖ Vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{25}{320} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow C.V.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right) \Rightarrow \frac{25}{320} = 0.089 \geq \frac{1}{10} \left(\frac{1818.6}{1212.4} \right) = 0.05 \Rightarrow C.V.$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 25} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow C.V.$$

❖ Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Dessin du ferrailage :

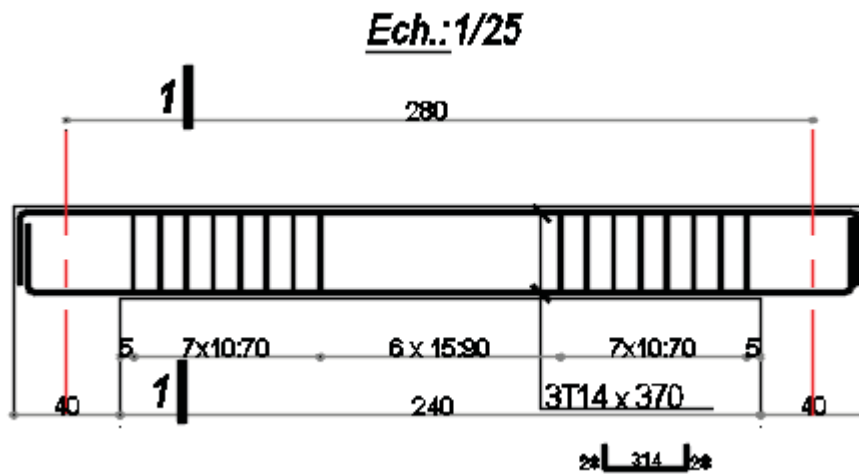


Fig.IV. 14: la poutre palière

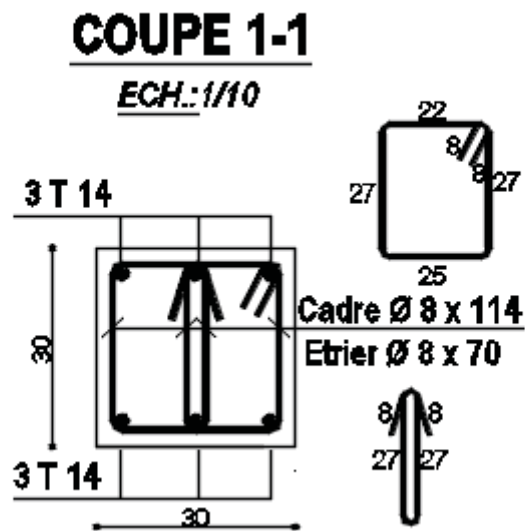


Fig.IV. 15 :coupe sur la poutre palière

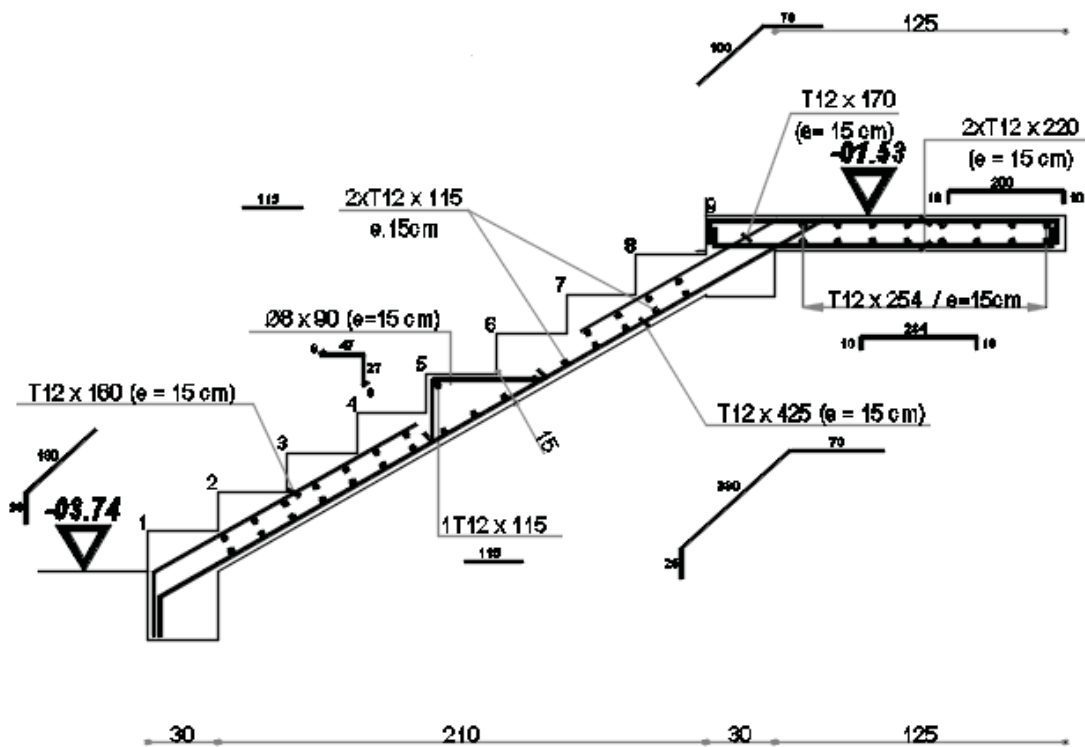


Fig.IV. 16 :Ferrailage de la paillasse

IV.2 Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente "G" et une surcharge d'exploitation "Q"

Dans notre structure ,on a un seul type de balcon :



IV.2.1 : Pour L =1.2m

a) Descente de charges :

- Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

Condition de rigidité : $\frac{L}{20} \leq h_d \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 24 \leq h_d \leq 32$

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

a. Charges permanentes :

Carrelage +mortier de pose + sable	104 daN/m^2
Dalle pleine en béton armé (25cm) $2500 \cdot 0.25$	625 daN/m^2
Enduit au ciment (1,5cm) $18 \text{ daN/m}^2/\text{cm}$	27 daN/m^2
	$G = 756 \text{ daN/m}^2$

Pour une bonde de 1m de largeur : $\bar{G} = G \cdot 1,00 = 756 \text{ daN.m}$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 90 + 2 \cdot 18 \cdot 1.5 = 144 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1.20 \text{ cm} \Rightarrow P = 144 \cdot 1.20 = 172.8 \text{ daN/m}^2$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$\bar{q} = Q * 1,00 = 350 \text{ daN/m}^2$$

Notre balcon est exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91)

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec } h_d = 25 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm}$$

Donc on prendra : $\phi = 25 \text{ mm}$

• Calcul de l'enrobage :

$$c = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C = \left(20 + \frac{25}{2} \right) = 32.5 \text{ mm}$$

• Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 25 - 3.25 = 21.75$$

• Moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime :

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 * P * L * 1,00 = -[(1,35 * 756) + (1,5 * 350)] * \frac{1,2^2}{2} - 1,35 * 172,8 * 1,2$$

$$M_u = -1392,77 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{q}] \frac{L^2}{2} - P * L * 1,00 = -1003,68 \text{ daN.m}$$

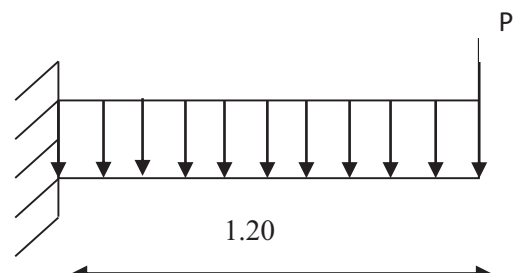


Fig IV.18 : Schéma statique du balcon

b) Calcul du ferrillage :➤ Etat limite ultime :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13927.7}{11.33 \times 100 \times (21.75)^2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.987$$

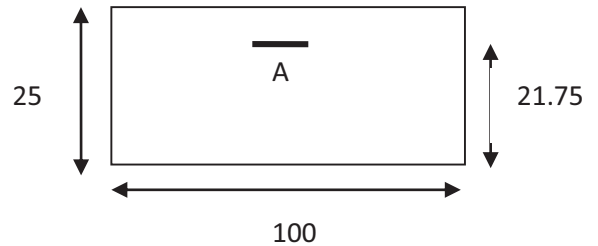


Fig IV.19 : Section de calcul

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13927.7}{348 \cdot 0.987 \cdot 21.75} = 1.86 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A = 2 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T8 \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service :

✓ Flexion simple

✓ Section rectangulaire sans A'

✓ Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Flexion simple} \\ \checkmark \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \checkmark \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MP}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1392.77}{1003.68} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.033$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

c) Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = (1,35G + 1,5q) * L + 1,35P = (1,35 * 756 + 1,5 * 350) * 1,20 + 1,35 * 172,8$$

$$T_u^{max} = 2088 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{20880}{100 * 21,75 * 100} = 0,096$$

$$\overline{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0,096 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{MPa}$$

-Il n'ya pas de risque de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaire .

d) Calcul du flèche :

- Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L_x} > \frac{1}{20}$

- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

- Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{120} = 0,21 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow CV$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2,01}{100 * 21,75 * 100} = 0,0000092 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow CV$$

- **Conclusion :**

Le calcul de La flèche n'est pas nécessaire

IV.2.2 : Pour L =1 m**a) Descente de charges :**

Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

Condition de rigidité : $\frac{L}{20} \leq h_d \leq \frac{L}{15}$

On prend : $h_d = 35 \text{ cm}$

- Charges permanentes :

Carrelage +mortier de pose + sable	104 daN/m^2
Dalle pleine en béton armé (35cm) $2500 * 0.35$	875 daN/m^2
Enduit au ciment (1,5cm) $18 \text{ daN/m}^2/\text{cm}$	27 daN/m^2
	$G_2 = 1006 \text{ daN/m}^2$

Pour une bonde de 1m de largeur : $\bar{G} = G * 1,00 = 1006 \text{ daN.m}$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m * h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 90 + 2 * 18 * 1.5 = 144 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1.20 \text{ m} \Rightarrow P = 144 * 1.20 = 172.8 \text{ daN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$\bar{q} = Q * 1,00 = 350 \text{ daN/m}^2$$

Notre balcon est exposée aux intempéries , nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91)

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec } h_d = 35 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{35}{10} = 3.5cm$$

Donc on prendra : $\phi = 35 mm$

- Calcul de l'enrobage :

$$c = a + \frac{35}{2} \Rightarrow C = \left(20 + \frac{35}{2}\right) = 37.5mm$$

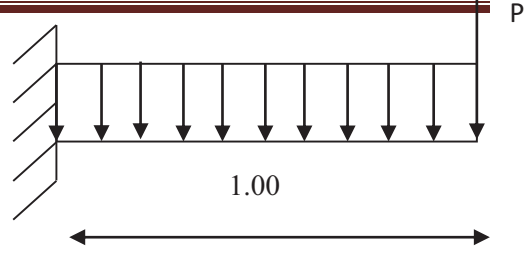


Fig IV.20 :Schéma statique du balcon

- Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 35 - 3.75 = 31.25$$

- Moment fléchissant :

- Etat limite ultime :

$$M_u = -\left[1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}\right] \frac{L^2}{2} - 1,35 * P * L * 1,00 = -\left[(1.35 * 1006) + (1.5 * 350)\right] * \frac{1^2}{2} - 1.35 * 172.8 * 1$$

$$M_u = -708.27 daN.m$$

- Etat limite de service :

$$M_{ser} = -\left[\bar{G} + \bar{q}\right] \frac{L^2}{2} - P * L * 1,00 = -505.2 daN.m$$

- b) Calcul du ferrailage :

- Etat limite ultime :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7082.7}{11.33 \times 100 \times (31.25)^2} = 0.006$$

$$\mu = 0.006 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.007$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

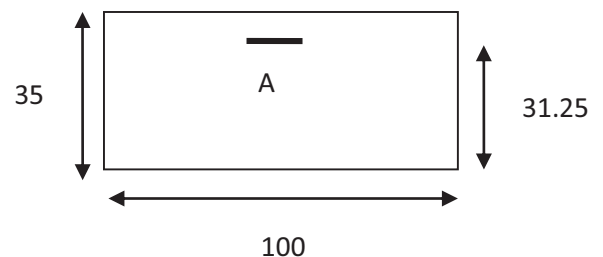


Fig IV.21: Section de calcul

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7082.7}{348 * 0.997 * 31.25} = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$. A_{\min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 100 * 35 = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A = 2.62 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$2T14 \longrightarrow A = 3.08 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service :

- ✓ Flexion simple
 - ✓ Section rectangulaire sans A'
 - ✓ Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{708.27}{505.2} = 1.40$$

$$\frac{1.40 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.4 > \alpha = 0.007$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

- c) Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = (1,35G + 1,5q) * L + 1,35P = (1.35 * 1006 + 1.5 * 350) * 1 + 1.35 * 172.8$$

$$T_u^{max} = 2116.38 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{2116.38}{100 * 31.25 * 100} = 0.0068$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0.006 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$$

-Il n'ya pas de risque de bétonnage

⇒Les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

d) Calcul du flèche :

- Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L_x} > \frac{1}{20}$

- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

- Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{100} = 0.35 > \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow CV$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.08}{100 * 17.4 * 100} = 0.000018 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow CV$$

- **Conclusion :**

Le calcul de La flèche n'est pas nécessaire.

IV. 3-Etude de l'acrotère :

IV.3.1-Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- la sécurité des gens, personnes.

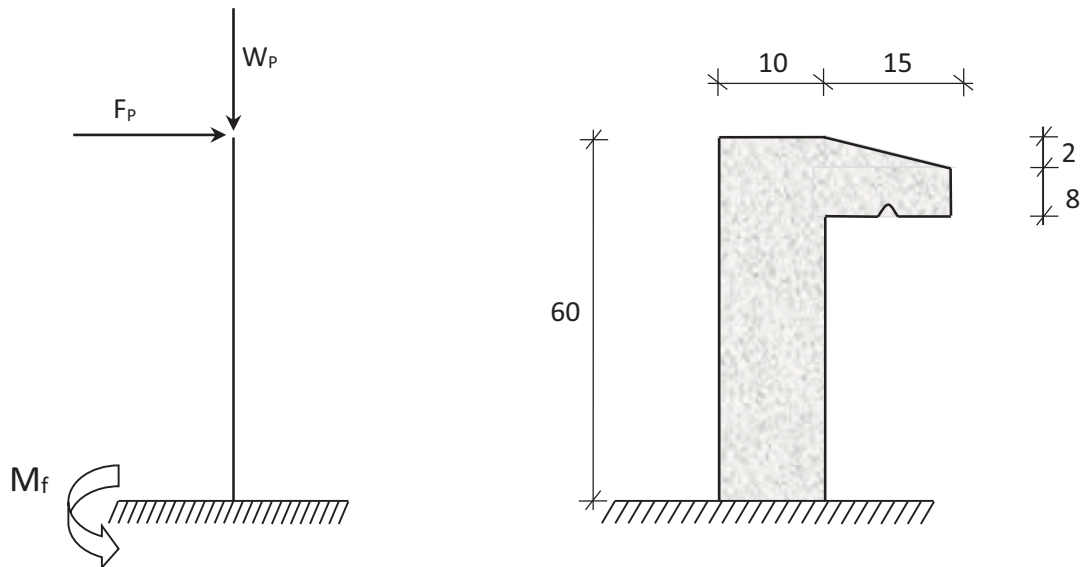


Fig.IV.22: Dimension de l'acrotère

IV.3.2-Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastree à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.3- Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 183.75 \text{ daN.}$$

- La force horizontale: F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \quad (\text{Groupe d'usage 2 ; Zone II.a})$$

$$C_p = 0.8 \quad (\text{Elément en console}).$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 88.2 \text{ daN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime(E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 88.2 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 79.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 52.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

- Position du point d'application de l'effort normal :(N)

➤ État limite ultime(E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79.38}{248.06} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

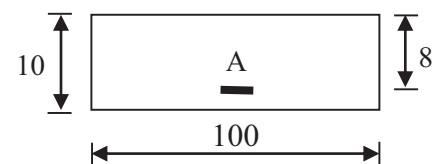
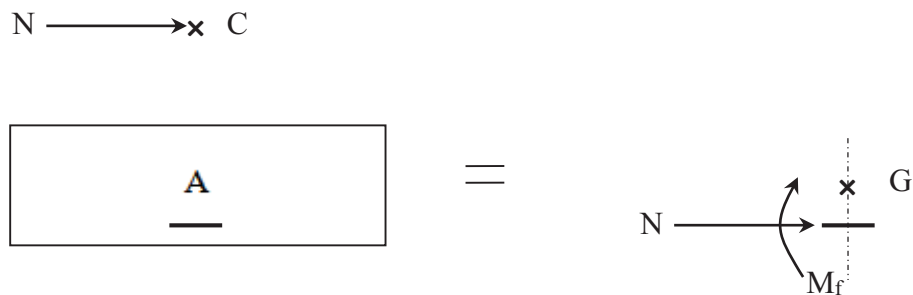


Fig.IV.23 : Section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section
 Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime(E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868.2}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_r = A/4 = 0.25/4 \quad A_r = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix des armatures:

$$5T10 / \text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix des armatures:

$$5T8 / \text{m}_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service(E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

• Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

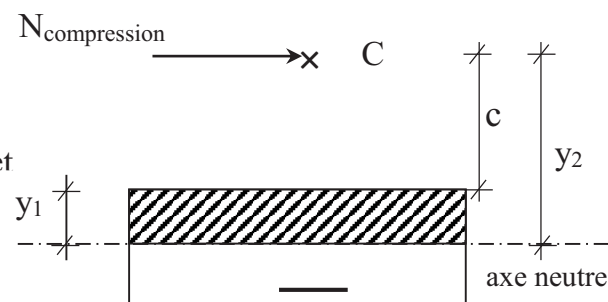


Fig.IV.24: Position de centre de pression

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

• Calcul des contraintes :

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

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1614.82$$

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

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026.11$$

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1614.82 y_2 + 24026.11 = 0$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026.11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026.11}{2 \times (-1614.82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614.82}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614.82}{3}} = 46.40 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos (\varphi/3) = 46.4 \times \cos (54.58) = 26.89\text{cm} \\ y_{22} = a \cos ((\varphi/3) + 120^\circ) = -46.19\text{cm} \end{cases}$$

$$y_{23} = a \cos ((\varphi/3) + 240^\circ) = 19.30\text{cm}$$

$$y_2 = \max (y_{21} ; y_{22} ; y_{23}) = 26.89\text{cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.89 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 1.8}\right) = 187 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

IV.3.5-Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 88.2 = 132.3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque:

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

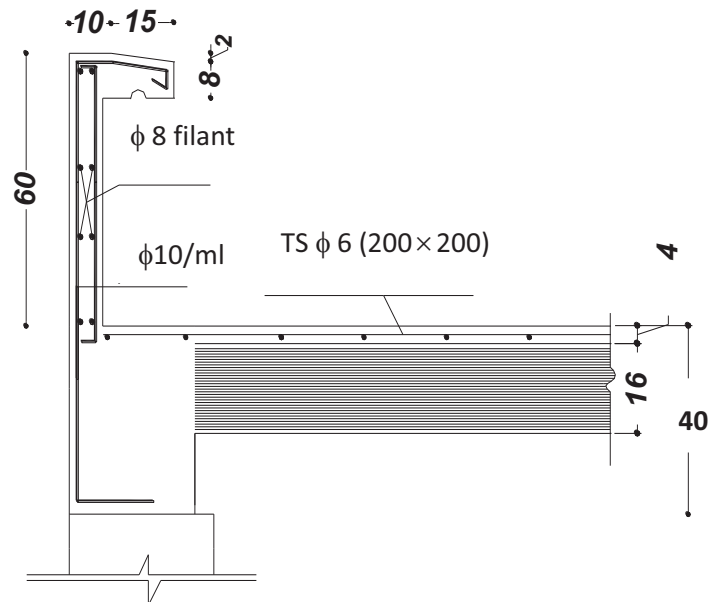


Fig.IV.25 Ferraillage de l'acrotère

Chapitre V

ETUDE DE L'ASCENSEUR

V. Etude de l'ascenseur

V.1- Définition :

Un ascenseur est un appareil mobile qui peut déplacer des personnes (et des objets) jusqu'à une hauteur définie d'un bâtiment.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel de l'ascenseur pendant son utilisation peuvent garantir l'entrée et la sortie en toute sécurité du personnel.

La plupart du temps, ce dispositif de levage est installé dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale généralement fermée à l'intérieur d'un bâtiment) et se compose de trois éléments principaux: Salle des machines: équipement utilisé pour accueillir des personnes ou des marchandises à transporter; Treuils de levage à poulie et Contrepoids.

V.2- Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.05\text{m}$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.25\text{m}$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.50\text{m}$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.50\text{m}$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20\text{m}$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80\text{m}$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00\text{m}$
-Epaisseur de voile :	$e = 15\text{cm}$
-Hauteur de course :	$C = 43.52\text{cm}$

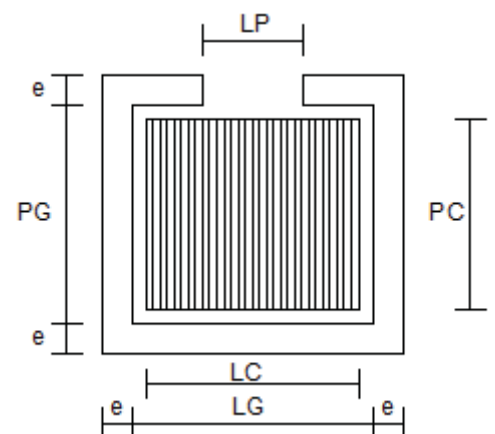


Fig V.1 : Dimensions de l'ascenseur

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

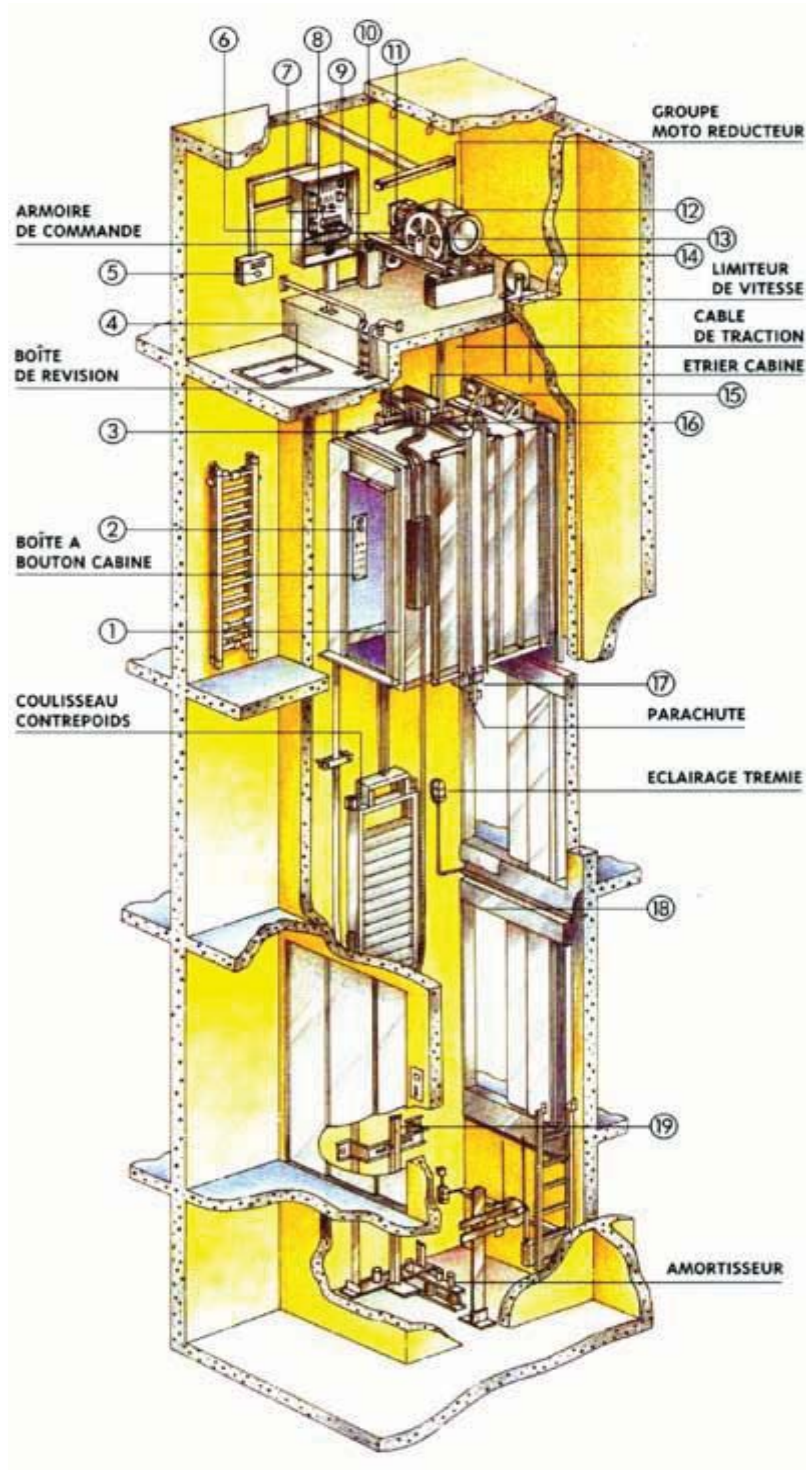


Fig V.2 : Ascenseur électrique

V.3- Descente de charges :**a. Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

b. Charges permanentes :

1. **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

• **Masse des côtés** :

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.05 + 2 \times 1.25) \times 2.20 = 7.81 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 7.81 = 98.80 \text{ daN}$$

• **Masse du plancher** :

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.05 \times 1.25 = 1.31 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.31 = 91.7 \text{ daN}$$

• **Masse du toit** :

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.05 \times 1.25 = 1.31 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.31 = 26.2 \text{ daN}$$

• **Masse de l'arcade** :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.05) = 123 \text{ daN}$$

• **Masse de La porte de la cabine** :

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

• **Masse du parachute** :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

$$\text{Deux poulies supplémentaires} \Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 98.80 + 91.7 + 26.2 + 123 + 120 + 100 + 80 + 60 = 579.7 \text{ daN}$$

2. **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 579.7 + \frac{600}{2} = 879.7 \text{ daN}$$

3. **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{cases}$$

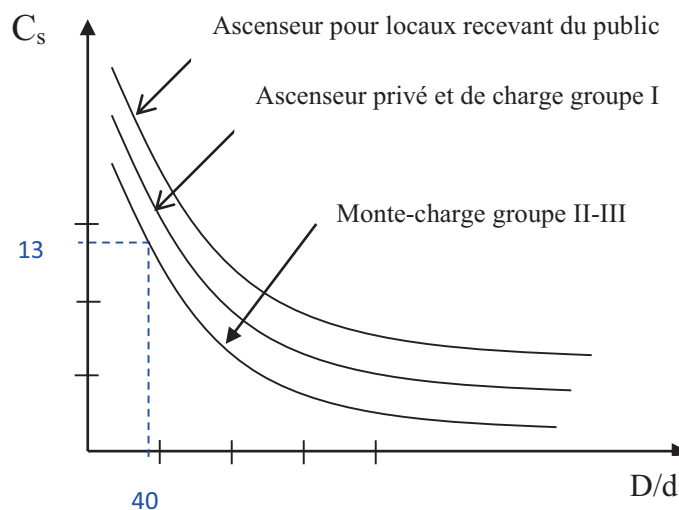


Fig V.3 : Abaque de détermination de suspentes.

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 579.7) \quad C_r = 15336.1 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{15336.1}{0.85} = 18042.47 \text{ daN}$$

C_m égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{câble}) \cdot n \cdot m \quad \text{Avec :}$$

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{câble}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

Tableau V.1 : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{18042.47}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.11 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C \quad \text{Avec :}$$

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5\text{mm}$ tableau $M_L \Rightarrow 0.515 \text{ daN/m}_L$ et

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 43.52\text{m}$.

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 43.52 = 44.83 \text{ daN.}$$

4. Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

• Résumé :

- Poids mort = 579.7 daN
- Masse du câble = 44.83 daN
- Masse du contre poids = 879.7 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- $G = 2704.23 \text{ daN}$

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2704.23 + 1.5 \times 600 = 4550.71 \text{ daN.}$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 2704.23 + 600 = 3304.23 \text{ daN.}$$

V.4- Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1137.68 \text{ daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 826.06 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

Si : $q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow$: les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

U, V : représentent les cotes du rectangle ($U // L_x$ et $V // L_y$)

sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 11376.8 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1.5} = 90000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement.

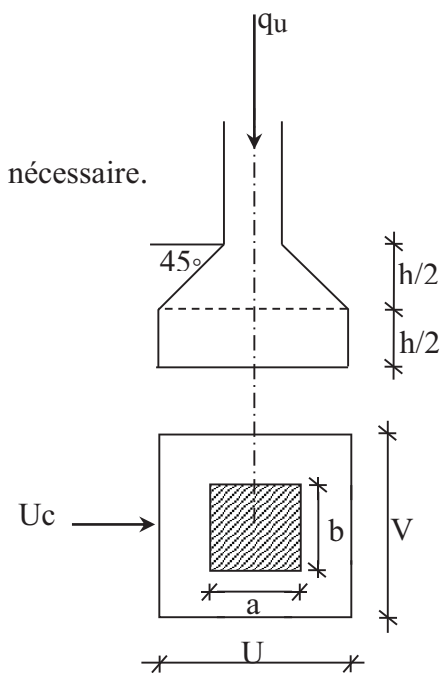


Fig V.4 : Schéma de la surface d'impact

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1). \end{cases}$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques suivants

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite ultime de service :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$\begin{cases} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1137.68}{0.25^2} = 18202.88 \text{ daN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{826.06}{0.25^2} = 13216.96 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.5** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

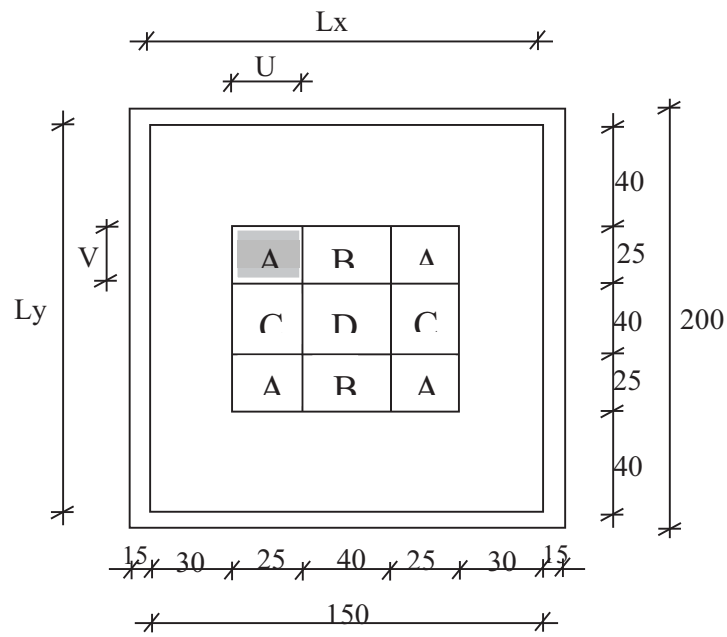


Fig.V.5 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

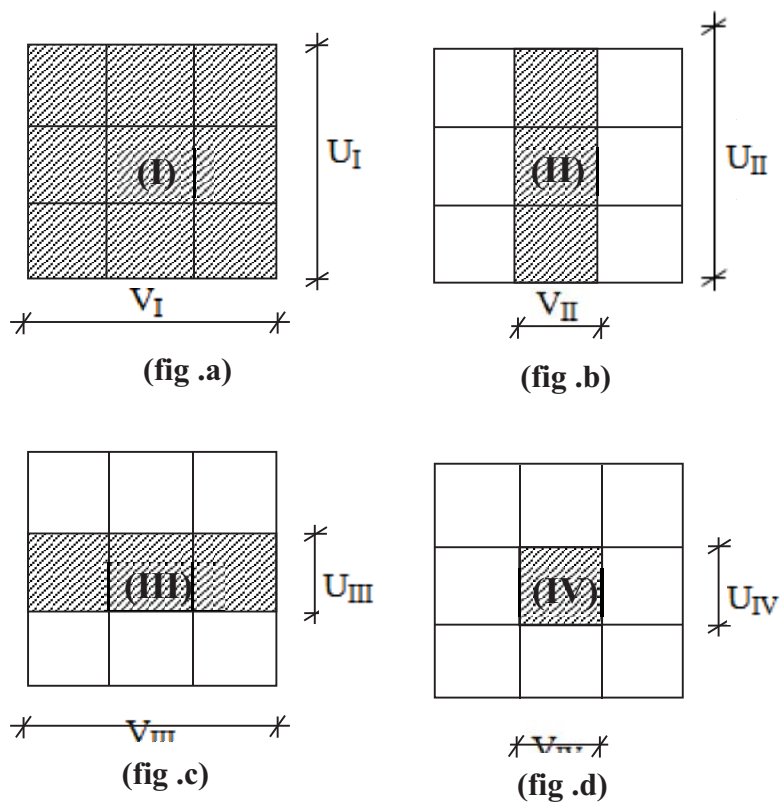


Fig.V.6 : Chargement de panneau

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{2.0} = 0.75 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{x_c} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{y_c} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec : $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

❖ **Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des résultats**

	I	II	III	IV
U en [m]	0.90	0.9	0.40	0.40
V en [m]	0.90	0.40	0.90	0.40
S en [m ²]	0.81	0.36	0.36	0.16
U/L _x	0.60	0.60	0.27	0.27
V/L _y	0.45	0.20	0.45	0.20
M ₁	0.087	0.099	0.135	0.160
M ₂	0.071	0.096	0.100	0.140
Q _a ^u = Q _a ^u × S en [N]	14744.33	6553.04	6553.04	2912.46
Q _a ^{ser} = Q _a ^{ser} × S en [N]	10705.74	4758.11	4758.11	2114.71

M_X^U en [N.m]	1282.76	648.75	884.66	465.99
M_Y^U en [N.m]	1046.85	629.09	655.30	407.744
M_X^{ser} en [N.m]	931.40	471.05	642.34	338.35
M_Y^{ser} en [N.m]	760.11	456.78	475.81	296.06
M_{XC}^U en [N.m]	206.34			
M_{YC}^U en [N.m]	170.20			
M_{XC}^{ser} en [N.m]	156.36			
M_{YC}^{ser} en [N.m]	123.58			

d. Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

• **Combinaison fondamentale :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 656.25 \text{ daN/mL}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 475 \text{ daN/mL}$$

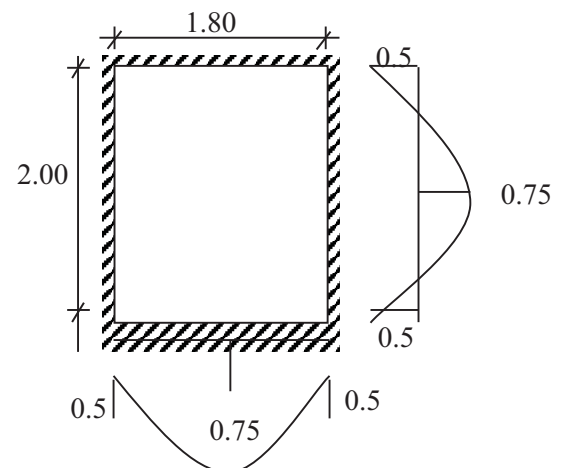


Fig.V.7: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

e. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

f. Calcul des moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{2.00} = 0.75 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0622 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0.509$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0622 \times 656.25 \times 1.50^2 = 91.84 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.509 \times 91.84 = 46.75 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{2.00} = 0.75 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{ser} = 0.0685 \quad \text{et} \quad \mu_y^{ser} = 0.644$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 = 0.0685 \times 475 \times 1.5^2 = 73.21 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 73.21 \times 0.644 = 47.15 \text{ daN.m}$$

g. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (206.34 + 918.4) \Rightarrow M_{xt}^u = 1124.74 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (170.20 + 467.5) \Rightarrow M_{yt}^u = 637.7 \text{ N}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (156.36 + 732.1) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 888.46 N$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (123.58 + 471.5) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 595.08 N$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	M_{tx}^u [daN.m]	M_{tx}^{ser} [daN.m]	M_{ax}^u [daN.m]	M_{ax}^{ser} [daN.m]	M_{ty}^u [daN.m]	M_{ty}^{ser} [daN.m]	M_{ay}^u [daN.m]	M_{ay}^{ser} [daN.m]
(1)	84.35	66.63	-56.24	-44.42	47.83	44.63	-31.88	-29.75

V.5- Calcul du ferrailage de la dalle pleine

❖ Sens X-X :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{tx}^u = 84.35 daN.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{843.5}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.004$$

$$\mu = 0.004 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{843.5}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 0.17 \text{ cm}^2 / m_L$$

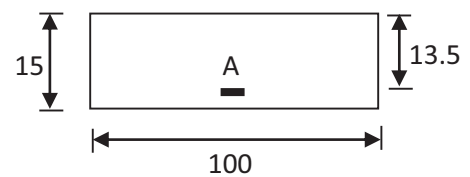


Fig V.8 : Section de calcul en travée (x-x)

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$3T10/m_L \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 33 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 66.63 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{843.5}{666.3} = 1.27$$

$$\frac{1.27-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.335 > \alpha = 0.005$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

b) En appuis :

➤ E.L.U. :

$$M_{ax}^u = -56.24 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{562.4}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{562.4}{348 \times 0.998 \times 13.5} = 0.12 \text{ cm}^2 / m_L$$

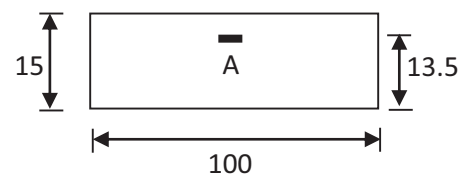


Fig V.9 : Section de calcul en appui (x-x)

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$3T8/m_L \longrightarrow A = 1.51 \text{ cm}^2.$$

$$(T8 \longrightarrow e = 33 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -44.42 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{562.4}{444.2} = 1.27$$

$$\frac{1.27 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.335 > \alpha = 0.004$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

❖ Sens Y-Y :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{ty}^u = 47.83 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{478.3}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.002$$

$$\mu = 0.002 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.002$$

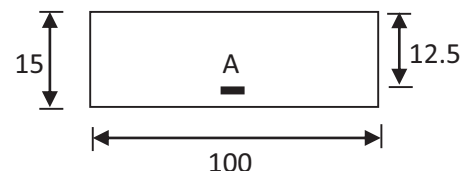


Fig V.10 : Section de calcul en travée (x-x)

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,999$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{478.3}{348 \times 0.999 \times 12.5} = 0.11 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$3T8/m_L \longrightarrow A = 1.51 \text{ cm}^2.$$

$$(T8 \longrightarrow e = 33 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 44.63 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{\text{ser}}} = \frac{478.3}{446.3} = 1.07$$

$$\frac{1.07-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,235 > \alpha = 0.002$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

b) En appuis :

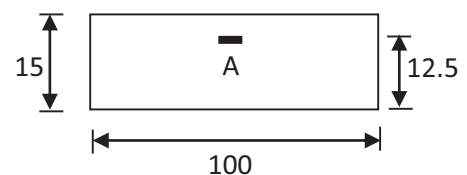
➤ E.L.U :

$$M_{ay}^u = -31.88 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{318.8}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.002$$

$$\mu = 0.002 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$



$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

Fig.V.11 : Section de calcul en appui (y-y)

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.002$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{318.8}{348 \times 0.999 \times 12.5} = 0.07 \text{cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$3T8/m_L \longrightarrow A = 1.51 \text{cm}^2.$$

$$(T8 \longrightarrow e = 33 \text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ay}^{\text{ser}} = - 29.75 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{318.8}{297.5} = 1.07$$

$$\frac{1.07 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,235 > \alpha = 0.002$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

V.6- Vérification des contraintes de cisaillement :

- Tu max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_x^u = 18202.88 + 656.25 \times \frac{1.50}{2} = 18695.07 \text{ daN}$$

- Calcul :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{18695.07}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.7- Vérification de la flèche :

- Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

- Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{66.63}{20 \times 73.21} = 0.045 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$$

- ❖ Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

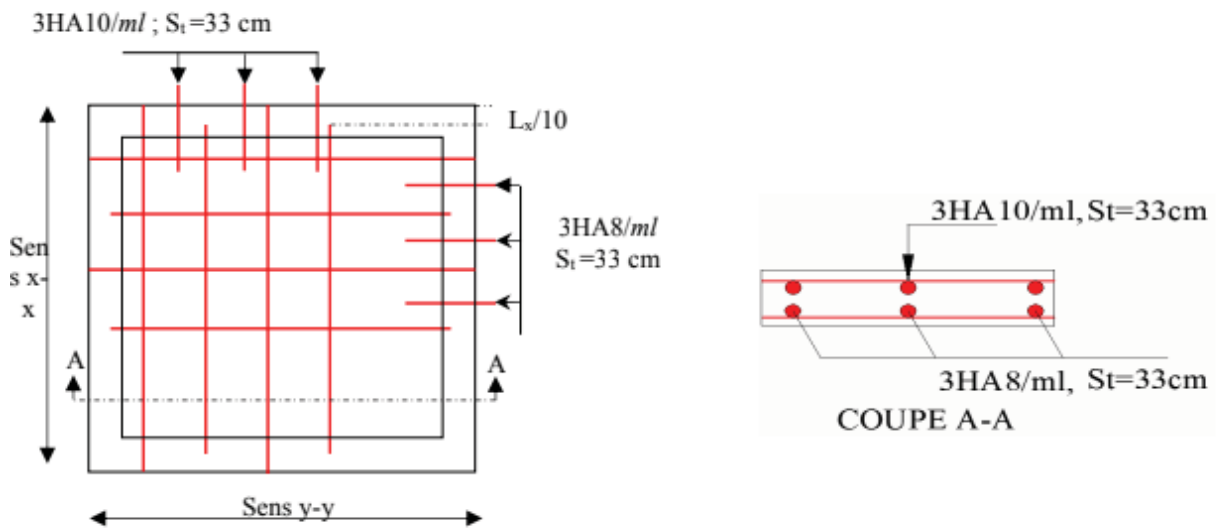


Fig.V.12 : Schémas de ferrailage de la dalle pleine

Chapitre VI

ETUDE SISMIQUE

VI. Etude sismique

VI.1- Introduction :

Les tremblements de terre ont toujours été l'une des plus grandes catastrophes pour l'humanité. Leur apparition soudaine est imprévisible, la violence des troupes impliquées et l'énorme perte de personnel et de matériel marquent la mémoire de générations. Un tremblement de terre est un phénomène causé par le frottement entre les plaques. Ces plaques se déplacent vers l'arrière pour générer une force sismique, de sorte que l'accélération du bâtiment atteigne l'ordre de la gravité. Ensuite, la force sismique est une force. Dynamique (changement dans le temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

VI.2- Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

VI.2.1- Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure.

☑ Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupe.

Zone IIa : • groupe d'usage 3.

• groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Zone IIb et III :
- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk Robot 2014 »**).

VI.2.2- Méthode dynamique :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes σ ...)

VI.3- Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;

- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;



Fig.VI.1: Interface du Robot Bat

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	7.00 %

VI.4- interprétation des résultats :**TableauVI:** Périodes propres et facteurs de participation massiques

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	1,14	69,77	0,02	69,77	0,02	7801835,84	7801835,84
2	0,80	69,80	67,61	0,03	67,59	7801835,84	7801835,84
3	0,63	69,80	69,09	0,00	1,48	7801835,84	7801835,84
4	0,58	69,83	69,13	0,03	0,04	7801835,84	7801835,84
5	0,58	69,83	69,27	0,00	0,14	7801835,84	7801835,84
6	0,57	69,84	69,31	0,00	0,04	7801835,84	7801835,84
7	0,56	69,85	69,47	0,02	0,16	7801835,84	7801835,84
8	0,56	69,85	69,47	0,00	0,00	7801835,84	7801835,84
9	0,56	69,85	69,55	0,00	0,07	7801835,84	7801835,84
10	0,54	70,02	69,63	0,17	0,01	7801835,84	7801835,84
11	0,54	70,08	69,63	0,03	67,59	7801835,84	7801835,84
12	0,54	70,08	69,65	0,00	1,48	7801835,84	7801835,84
13	0,53	70,08	69,67	0,00	0,00	7801835,84	7801835,84
14	0,45	74,86	69,70	0,76	0,02	7801835,84	7801835,84
15	0,35	80,24	69,72	5,37	0,01	7801835,84	7801835,84
16	0,34	80,95	69,90	0,71	0,18	7801835,84	7801835,84
17	0,33	80,96	79,05	0,02	9,15	7801835,84	7801835,84
18	0,24	83,47	79,40	0,00	0,34	7801835,84	7801835,84
19	0,21	85,07	79,40	0,28	0,00	7801835,84	7801835,84
20	0,19	87,08	79,41	0,16	0,00	7801835,84	7801835,84
21	0,16	88,56	82,52	0,47	0,00	7801835,84	7801835,84
22	0,15	89,24	82,53	0,05	0,00	7801835,84	7801835,84
23	0,13	90,04	86,56	0,43	0,01	7801835,84	7801835,84
24	0,11	90,81	87,16	0,02	0,56	7801835,84	7801835,84
25	0,10	91,14	90,72	0,00	0,02	7801835,84	7801835,84

VI.4.1- Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure.

a. 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 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

=> **A = 0.15**

b. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 43.52m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots(f4.6)$$

$$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L} \dots\dots\dots(f4.7)$$

$$\left. \begin{array}{l} (f4.6) \\ (f4.7) \end{array} \right\} T = \text{Min}(C_T \times (h_N)^{3/4}; 0.09 \times h_N / \sqrt{L})$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA => C_T = 0.050

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (43.52)^{3/4} \Rightarrow T = 0.880s$$

$$T = 0.09 \times 43.52 / \sqrt{15.70} = 0.98s$$

$$T = 0.88s$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.880s \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D=1.54}$$

T_{num} = 1.14 sec ≤ 1,3. 0,88 = 1.15 ⇒ la condition est vérifiée.

c. Facteur de qualité Q :

Tableau.VI.2: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.15	0.15

$$Q = 1 + \Sigma Pq = 1 + 0.15 = 1.15$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.15 \Rightarrow V_x = V_y = V$$

d. Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération est donné par le **tableau (4.5)** $\beta = 0.2$.

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel robot bat :

$$W=78018.35$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.15}{4} \times 78018.35 = 5181.39 \text{ KN}$$

$$80\%V = 4145.11 \text{ KN}$$

e. la résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

	V dynamique	V statique	$0.8V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
Ex	4588.85	5181.39	Condition vérifiée
Ey	5759.28	5181.39	Condition vérifiée

VI.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol ($N = 13$ niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{13} \Rightarrow K \geq 15 \text{ mod } es$$

VI.4.3 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 1.14 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.880 = 1.15 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VI.4.4. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau ($K-1$) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

✓ **Exemple de calcul** : (Niveau : 43.52m – 40.46m)

Suivant X-X : $\delta_{ek} = 0.4 \text{ cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 0.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = -0.4 \text{ cm}$$

Suivant Y-Y : $\delta_{ek} = 0.2 \text{ cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = -0.3 \text{ cm}$$

➤ **Vérification** : $\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{306}{100} = 3.06 \text{ cm}$

$$\Delta K_x = -0.4 \text{ cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta K_y = -0.3 \text{ cm} < \Delta_{radm}$$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Tableau.VI. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement de chaque niveau :

h _k (cm)	Δ _{ek}		Δ _k		vérification
	sens x	sens y	sens x	sens y	
306	0,4	0,2	-0.4	-0.3	< Δ _{radm} =3.06cm
306	0,8	0,5	-0.2	-0.2	< Δ _{radm} =3.06cm
306	1,0	0,7	-0.1	-0.1	< Δ _{radm} =3.06cm
306	1,1	0,8	-0.1	0	< Δ _{radm} =3.06cm
306	1,2	0,8	0	0.1	< Δ _{radm} =3.06cm
306	1,2	0,7	0	0	< Δ _{radm} =3.06cm
306	1,2	0,7	0.1	0.1	< Δ _{radm} =3.06cm
306	1,1	0,6	0.1	0.2	< Δ _{radm} =3.06cm
306	1,0	0,4	0.1	0.1	< Δ _{radm} =3.06cm
306	0,9	0,3	-0.1	0.2	< Δ _{radm} =3.06cm
306	1,0	0,1	0.2	0.2	< Δ _{radm} =3.06cm
306	0,8	-0,1	0.3	0.4	< Δ _{radm} =3.06cm
306	0,5	-0,5	0.4	0.2	< Δ _{radm} =3.06cm
374	0,1	-0,7	0.1	-0.7	< Δ _{radm} =3.74cm

VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : 0.10 < θ_k ≤ 0.20, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si θ_k > 0.20, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Calcul V_k :**

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

v_t : Force sismique totale.

On a $T = 0.830 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07.T.V$ [RPA99 (version2003)/4.2.5]

$$\Rightarrow F_t = 0.07 \times 0.830 \times 6050.91 = 351.56 \text{ KN}$$

Tableau VI.4: Poids propre de l'étage

étages	W_i	h_i	$W_i \cdot h_i$
14	12744.7001	3.06	38998.78
13	7101.8181	6.12	43463.13
12	7187.5448	9.18	65981.66
11	7187.5448	12.24	87975.55
10	7603.9318	15.3	116340.16
09	7603.9318	18.36	139608.19
08	7714.1519	21.42	165237.13
07	7714.1519	24.48	188842.44
06	7824.3720	27.54	215483.20
05	7824.3720	30.6	239425.78
04	7971.3322	33.66	268315.04
03	7971.3322	36.72	268793.32
02	8208.6115	39.78	326538.57
01	12632.1916	43.52	549752.98

$$\sum w_i \times h_i = 2714755.93$$

Tableau VI.5: Vérification de l'effort p- Δ

h_k	Δ_{ek}		Δ_k		V_{stat}	F_t	$V-F_t$	V_k	Θ_x	Θ_y	vérifié
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y							
306	0,4	0,2	-0,4	-0,3	5181.39	308.29	4873.1	70.00	0,005	0,005	≤ 0.1
306	0,8	0,5	-0,2	-0,2	5181.39	308.29	4873.1	78.02	0,007	0,005	≤ 0.1
306	1,0	0,7	-0,1	-0,1	5181.39	308.29	4873.1	118.44	0,005	0,005	≤ 0.1
306	1,1	0,8	-0,1	0	5181.39	308.29	4873.1	157.92	0,007	0,005	≤ 0.1
306	1,2	0,8	0	0,1	5181.39	308.29	4873.1	208.84	0,005	0,005	≤ 0.1
306	1,2	0,7	0	0	5181.39	308.29	4873.1	250.60	0,008	0,005	≤ 0.1
306	1,2	0,7	0,1	0,1	5181.39	308.29	4873.1	296.60	0,008	0,005	≤ 0.1
306	1,1	0,6	0,1	0,2	5181.39	308.29	4873.1	338.98	0,005	0,005	≤ 0.1
306	1,0	0,4	0,1	0,1	5181.39	308.29	4873.1	386.80	0,008	0,005	≤ 0.1
306	0,9	0,3	-0,1	0,2	5181.39	308.29	4873.1	429.78	0,005	0,005	≤ 0.1
306	1,0	0,1	0,2	0,2	5181.39	308.29	4873.1	481.64	0,008	0,005	≤ 0.1
306	0,8	-0,1	0,3	0,4	5181.39	308.29	4873.1	482.50	0,005	0,003	≤ 0.1
306	0,5	-0,5	0,4	0,2	5181.39	308.29	4873.1	586.15	0,007	0,007	≤ 0.1
374	0,1	-0,7	0,1	-0,7	5181.39	308.29	4873.1	986.83	0,008	0,007	≤ 0.1

Chapitre VII

ETUDE DES PORTIQUES

VII.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux et voiles) et horizontaux (poutres). L'assemblage des colonnes et des poutres forme un portique.

VII.2 Définition :

VII.2.1 Poteaux:

Ce sont les éléments porteurs verticaux en béton armé, qui constituent les points d'appui qui transfèrent la charge de la superstructure à la fondation, et ils sont sollicités à la flexion composée.

VII.2.2 Poutre:

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VII.3 Ferrailage des portiques :

VII.3.1 Combinaison d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions notées :

- G: Charges permanentes.
- Q: Charges d'exploitation.
- E: Effort sismique.

❖ Combinaisons prises en compte :

➤ BAEL91 : Combinaison fondamentales ou bien durables et transitoires ;

$$1.35G + 1.5Q \quad \xrightarrow{E} L. U$$

$$G + Q \quad \xrightarrow{E} L. S$$

➤ RPA99(version2003) : Combinaisons accidentelles ;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 * G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 * G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

VII.3.2 Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres:

Poutres Principales : (30*50) cm²;

Poutres Secondaires : (30*40) cm².

a. Ferraillage réglementaire :

- Recommandation du RPA99(version2003):
 - Armatures longitudinales :
 - Armatures minimales : $0.5\% * B$ en zone I
 - Armatures maximales: $\left\{ \begin{array}{l} 4\% * B \text{ en zone courate} \\ 6\% * B \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
 - La longueur de recouvrement est de : $40.\phi$ en zone I

Avec :

B : Section de la poutre

- Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 * S * b$$

Avec :

b: La largeur de la section.

S: L'espacement des armatures transversales.

-L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{4}$$

- **Règlement BAEL91 :**

-La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * d * b \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat" , on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.1 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

Types	Etat limite ultime E.L.U		Etat limite de service E.L.S		Situation accidentelle		Effort tranchants T [KN]
	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	
PP (30*50)	36.91	-70.06	26.72	-51.12	100.04	-109.44	53.96
PS (30*40)	37.44	-63.97	27.11	-46.32	66.35	-85.66	49.38

➤ Armatures longitudinales :

- Condition imposée par le RPA99 (version 2003):

-Poutres principales "30*50" : $A_{min} = 0.005 * 30 * 50 = 7.5cm^2$

-Poutres secondaires "30*40": $A_{min} = 0.005 * 30 * 40 = 6cm^2$

- Condition imposée par le BAEL91 :

h = 0,50 m ; b = 0,30 m ; d = 0,9× h = 0,45m

-Poutres principales "30*50" : $A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 1.39cm^2$

h = 0,40 m ; b = 0,30 m ; d = 0,9× h = 0,36m

-Poutres secondaires "30*40": $A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 1.11m^2$

- Exemple de calcul : Poutres principales (30*50) cm²

1. En travée :

➤ **E.L.U** :

$$M_t^u = 36.91 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{36910}{11.33 \times 30 \times (45)^2} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

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

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{36910}{348 \cdot 0.972 \cdot 45} = 2.42 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S** :

$$M_t^{ser} = -26.72 \text{ KN.m}$$

- ✓ Flexion simple
 - ✓ Section rectangulaire sans A'
 - ✓ Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \alpha \leq ? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 * f_{c28} = \\ 12 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.390 > \alpha = 0.109$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues}$$

- **Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 100.04 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{100040}{14.78 \times 30 \times (45)^2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.147$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.941$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{100040}{400 \cdot 0.941 \cdot 45} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_u) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}14 \longrightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2$$

2. **En appuis :**

- **Etat limite ultime :**

$$M_a^u = -70.60 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{70060}{11.33 \times 30 \times (45)^2} = 0.102$$

$$\mu = 0.102 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.134$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.946$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{70060}{348 \cdot 0.946 \cdot 45} = 4.73 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T14 \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service :

$$M_a^{ser} = -51.12 \text{ KN.m}$$

- ✓ Flexion simple
 - ✓ Section rectangulaire sans A'
 - ✓ Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \alpha \leq ? \\ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 * f_{c28} = 12 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 > \alpha = 0.218$$

- Conclusion

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{Acc} = -109.44 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{109440}{14,78 \times 30 \times (45)^2} = 0.122$$

$$\mu = 0.122 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.163$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.934$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{109440}{400 \cdot 0.934 \cdot 45} = 6.50 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_u) = 6.5 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T14 \longrightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2$$

3 . Vérification du l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 53.96 \text{ KN.m}$$

- a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Avec : } T_u \leq 0,267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0,9 * d = 0,9 * 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_u = 53960 \text{ N} \leq 0.267 * 40.5 * 30 * 20 * 10^2 = 648810 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

- b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$A_L = 9.24 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(53960 - \frac{109440}{0.9 \cdot 45} \right) * 10^{-2} = 2.45 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

:

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{\pm 53960}{30 \cdot 45 \cdot 100} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.66 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 0.40 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4\phi 10$
+ 1 étrier)

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre$$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \text{et } \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = (0.9 * 36; 40) = 32.4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0 \times \sin \alpha} = \frac{3.14 * 400}{0.4 * 30 * \sin 90} = 104.66 \text{ cm}$$

Donc :

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{3.14 * 0.8 * 400}{30 * (0.50 - 0.3 * 1.8)} = /- 837.33 / = 837.33 \text{ cm}$$

Selon RPA99 (version2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \left(\frac{40}{4}; 12 * 1.4\right) = 10cm$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 cm$$

Donc :

$$\delta_t = 20 cm \quad \text{en zone courante}$$

$$\delta_t = 10 cm \quad \text{en zone nodale}$$

f. Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0.003 * 10 * 30 = 0.9cm^2$$

- Zone courante :

$$A_{tmin} = 0.003 * 20 * 30 = 1.8cm^2$$

4. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40. \phi$$

Etant donnée que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont les mêmes que ceux déjà montrés ci dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif de ferrailage des blocs

Type des poutres		Amin [cm ²]		Acal [cm ²]	Barres choisis	Acor [cm ²]	Longueur de Recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutres Principales	Appuis	1.12	6	6.5	5T14	7.7	56
	Travées			6	4T14	6.16	56
Poutres secondaires	Appuis	1.09	5.25	6	5T14	7.7	56
	Travées			2.42	2T14	6.16	56

VII.3.3 Ferraillage des poteaux :

- Leurs rôles :

-Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux).

-Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques

-Limiter l'encombrement (surface réduites des sections de poteaux)

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (y et z), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et le moment fléchissant M selon les cas suivants:

1. N_{max}, M_{zzcorr} et N_{max}, M_{yycorr}
2. M_{zzmax}, N_{corr}
3. M_{yymax}, N_{corr}
4. N_{min}, M_{zzcorr} et N_{min}, M_{yycorr}

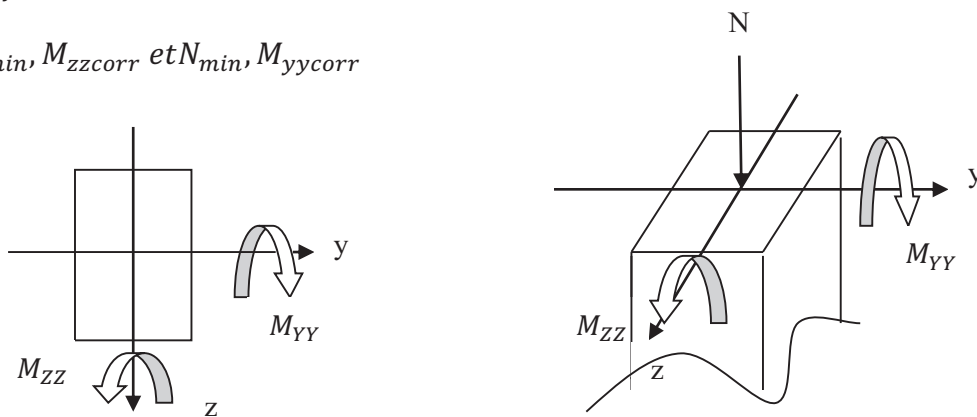


Fig VII.1: Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot Bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorables ($1.35G + 1.5Q$) pour la situation durable et ($G + Q \pm E$) et ($0.8G \pm E$) pour la situation accidentelle. [PA99/V2003]

- Le ferraillage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

➤ Les armatures longitudinales :

- Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :
Conditions de RPA99 (version2003):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.7 % en Zone I
- Leur pourcentage maximale sera de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ en zone I
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
 - $L'=2h$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60cm\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b et a : Section d'un poteau ;

h_e : Hauteur libre entre deux étages.

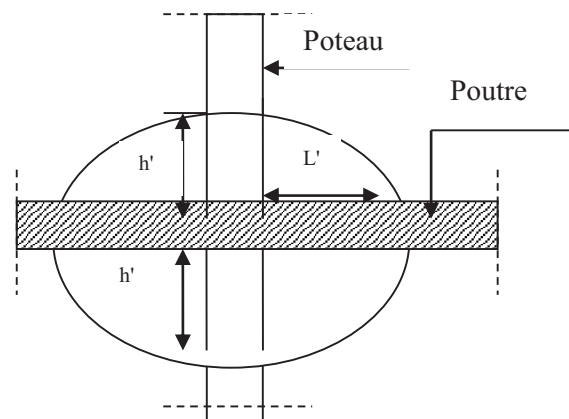


Fig VII.2: La zone nodale

- Condition de BAEL91: [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4cm^2$ Par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$
- } Pour une section entièrement comprimée

Avec :

B : Section totale du poteau.

$$A_{min} = \frac{f_{t28}}{f_e} * B \quad \text{Pour une section entièrement tendue}$$

-Pour les sections rectangulaires, la distance de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b + 10cm; 40cm)$$

B : Petite coté du rectangle.

SS

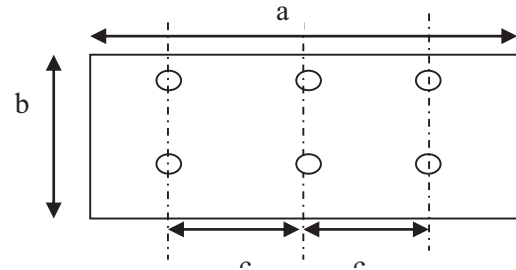


Fig VII.3 : Espacement entre les armatures longitudinale

➤ Les armatures transversales :

▪ Conditions de RPA99 (version2003):

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a * T_u}{a * f_e}$$

Avec:

T_u : Effort tranchant ;

a: Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & \lambda_g = \frac{l_f}{a} \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

➤ Espacement entre les armatures transversales δ_t

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15cm) \quad (\text{Zone I})$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L \quad (\text{Zone I})$$

➤ Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t * b}$ en % est donné comme suit :

Si

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow 0.4\%$$

$$-\lambda_g \leq 3 \longrightarrow 0.8\%$$

$-3 \leq \lambda_g \leq 5$ — Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

- Conditions de BAEL91: [B.A.E.L91/A.8.1.3]:

-Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{Lmax}$$

-L'espacement des armatures transversales à pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_{Lmin}; 40cm; b + 10cm)$$

Avec :

b: Plus petite dimension de la section transversale du poteau.

ϕ_{Lmin} : Plus petit diamètre des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversale

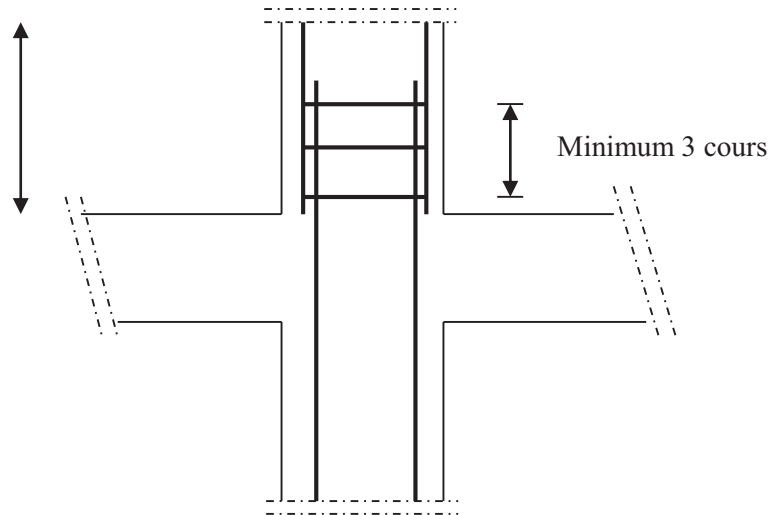


Fig VII.4 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ **Sollicitation de calcul :**

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons	Section (cm ²)		Poteau (35×35)	Poteau (40×35)	Poteau (50×45)	Poteau (55×45)	Poteau (60×45)	Poteau (60×50)	Poteau (70×50)
	Sollicitations								
1.35 G + 1.5 Q	Cas1	N _{max} [KN]	2537.64	2168.70	1757.93	1361.36	976.26	604.71	239.82
		M _{Zcor} [N.m]	0.60	8.19	1.80	2.44	2.36	2.88	3.04
		M _{Zcor} [N.m]	0.23	17.86	9.91	10.82	10.74	11.15	10.72
	Cas2	M _{Zmax} [KN.m]	42.59	32.48	43.70	552.97	663.20	338.29	23.85
		N _{corr} [KN]	1340.39	1810.30	1394.84	552.97	663.20	338.29	23.85
	Cas3	M _{Ycor} [KN.m]	88.80	82.66	72.80	47.04	58.48	52.52	48.23
		N _{corr} [KN]	1197.84	1105.86	889.17	1014.07	365.47	213.50	65.44
	Cas4	N _{min} [KN]	690.46	705.17	519.90	356.76	192.29	74.93	36.59
		M _{Zcor} [KN.m]	10.60	2.23	1.15	5.40	9.33	11.68	16.85
M _{Ycor} [KN.m]		8.69	32.94	38.65	43.16	44.99	45.47	40.33	
G+Q+E 0.8G±E	Cas1	N _{max} [KN]	2555.67	1987.10	1518.22	1116.43	763.37	456.96	310.77
		M _{Zcor} [KN.m]	20.05	14.01	17.36	21.30	7.68	6.49	0.90
		M _{Ycor} [KN.m]	10.08	14.26	10.41	10.68	25.85	34.94	26.93
	Cas2	M _{Zcor} [KN.m]	93.51	81.28	90.27	98.28	82.04	76.57	72.35
		N _{corr} [KN]	2403.69	786.74	438.87	356.05	264.40	209.72	22.59
	Cas3	M _{Ycor} [KN.m]	183.17	76.21	100.95	115.73	109.91	101.44	102.68
		N _{corr} [KN]	2226.97	528.55	1090.23	798.47	521.48	262.85	33.08
	Cas4	N _{min} [KN]	998.86	748.47	418.62	193.41	87.56	110.94	132.30
		M _{Zcor} [KN.m]	53.76	36.37	37.39	40.30	34.34	31.88	46.69
M _{Ycor} [KN.m]		16.21	7.94	25.51	4.44	4.80	35.42	37.9	
G+Q	M _{ser} [KN.m]	22.26	23.60	26.14	26.18	26.61	32.94	27.93	
	N _{ser} [KN]	744.20	656.31	485.82	318.08	194.62	55.49	16.93	
Effort tranchant	T [KN]	168.24	156.91	138.59	124.67	113.67	103.82	93.41	

➤ **Calcul des armatures** :(Exemple de calcul, poteau (60*50) cm²)

a. Les armatures longitudinales :

➤ **Situation durable et transitoire** :

Etat limite ultime :(1,35G+1,5Q)

➤ **1^{er} Cas : Sens y-y** :

Les sollicitations prises en compte :

$$N=2250,28 \text{ KN}$$

$$M = 14,57 \text{ KN.m}$$

$$b=50\text{cm} \ ; \ h=60 \text{ cm} \quad d=45\text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14.57}{2250.28} = 0.0065\text{m} = 0.65\text{cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = 0.65 <$

$$\frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5\text{cm}. \text{On a une compression excentrée.}$$

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N-100.B.\sigma_b}{100\sigma_2} = \frac{2250.28 \cdot 10^3 - 100 \cdot 50 \cdot 60 \cdot 11.33}{100 \cdot 348} = 52.54 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0\text{cm}^2$$

❖ **Etat limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F):**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14.57}{2250.28} = 0.0065\text{m} = 0.65\text{cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 * \frac{214.2}{60} = 12.35 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha \cdot N \\ M'_1 = N_1 * e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{array} \right.$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250} = 1.22\right) = 2\text{cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{12.35}{35}\right)^2 = 1.025 = 1.03$$

$$e_1 = e + e_a = 0.65 + 2 = 2.65\text{cm}$$

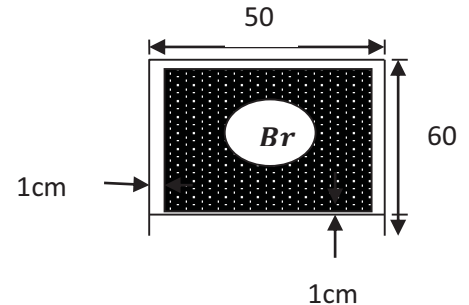


Fig VII.5: Section réduite du béton

$$\begin{cases} N_1 = 2317.79 \text{KN} \\ M'_1 = 61.42 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 2.65 \text{cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 30 \text{cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'inférieur de la section, alors :

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

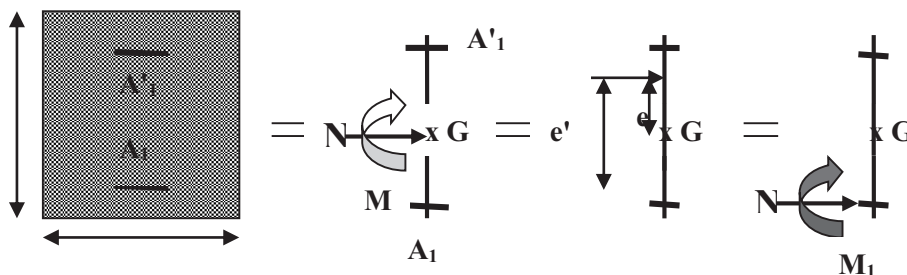


Fig VII.6 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 11.33 * 50 * 60 * 10^{-3} = 522.08 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 * (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N * e = 2317.79 * 0.2665 = 617.69 \text{KN.m}$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2.65 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 26.65 \text{cm}$$

$$(2) = 2317.79 * (54 - 6) * 10^{-2} - 617.69 = 494.85 \text{KN.m}$$

(2) = 494.85KN.m < (1) 522.08KN.m \Rightarrow S.P.C \Rightarrow Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{617690}{11.33 \times 50 \times (54)^2} = 0.373$$

$$\mu = 0.373 < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.484$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.806$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{617690}{348 \cdot 0.806 \cdot 54} = 40.78 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 40.78 - \frac{2250280}{100 \cdot 348} = -23.88 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- Sens z-z :

Les sollicitations prises en compte :

$$N=2250, 28\text{KN}$$

$$M=1,10\text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.10}{2250.28} = 0.00049\text{m} = 0.049\text{cm}$$

$$:e = 0.049\text{cm} < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5\text{cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \cdot \frac{214.2}{60} = 12.35 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{array} \right.$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{367.2}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{14.82}{35}\right)^2 = 1.03$$

$$e_1 = e + e_a = 0.049 + 2 = 2.05\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 2317.79\text{KN} \end{array} \right.$$

$$M'_1 = 47.51 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = 2.05 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'inférieur de la section, alors

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

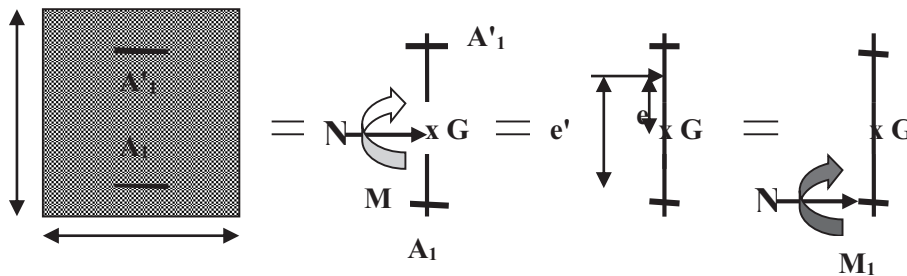


Fig VII.7 : schéma statique

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 11.33 * 50 * 60 * 10^{-3} = 522.08 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 * (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N * e = 2317.79 * 0.2605 = 603.78 \text{ KN.m}$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2.05 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 26.05 \text{ cm}$$

$$(2) = 2317.79 * (54 - 6) * 10^{-2} - 603.78 = 508.76 \text{ KN.m}$$

$(2) = 508.76 \text{ KN.m} < (1) = 522.08 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{S.P.C} \Rightarrow \text{Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment } M_1$

$(2) < (1) \Rightarrow \text{S.P.C} \Rightarrow \text{Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment } M_1$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{603780}{11.33 \times 50 \times (54)^2} = 0.365$$

$$\mu = 0.365 < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.467$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.813$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{603780}{348 \cdot 0.813 \cdot 54} = 39.52 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 39.52 - \frac{2250280}{100 \cdot 348} = -25.14 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- Situation accidentelle : (G+Q±E; 0.8G ± E)

1^{er} Cas:

- Sens y-y :

La sollicitation prises en compte :

$$N = 2264.86 \text{ KN}$$

$$M = 112.22 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{112.22}{2264.86} = 0.049 \text{ m} = 4.9 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = 4.9 < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$. On a une compression excentrée.

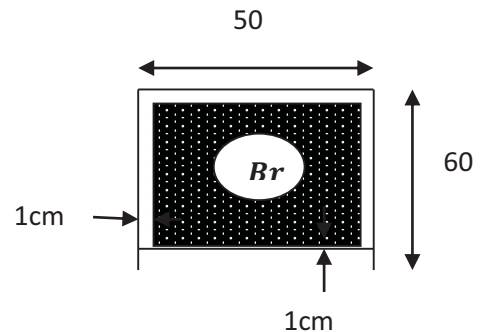


Fig VII.8 : Section réduite du béton

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \sigma_2} = \frac{2264.86 \cdot 10^3 - 100 \cdot 50 \cdot 60 \cdot 14.78}{100 \cdot 400} = -76.39 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

- Etat limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F):

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \cdot \frac{214.2}{60} = 12.35 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \end{array} \right.$$

$$e_1 = e + e_a$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{306}{250} = 1.22\right) = 2cm$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 * \left(\frac{12.35}{35}\right)^2 = 1.025 = 1.03$$

$$e_1 = e + e_a = 4.9 + 2 = 6.9cm$$

$$\begin{cases} N_1 = 2332.81KN \\ M'_1 = 160.96 KN.m \end{cases}$$

$$e_1 = 6.9cm \leq e_0 = \frac{h}{2} 30cm$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'inférieur de la section, alors :

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

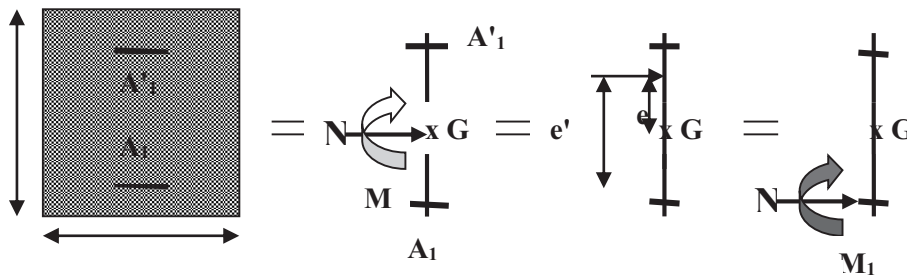


Fig VII.9 :Schéma statique

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 14.78 * 50 * 60 * 10^{-3} = 681.06KN.m$$

$$(2) = N_1 * (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N * e = 2264,86 * 0.309 = 699.84KN.m$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 6.9 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 30.9cm$$

$$(2) = 2332.81 * (54 - 6) * 10^{-2} - 699.84 = 419.91KN.m$$

(2)=419.91KN.m < (1)=681.06KN.m ⇒S.P.C⇒Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{699840}{14.78 \times 50 \times (54)^2} = 0.324$$

$$\mu = 0.324 < \mu_{AB} = \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.404$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.838$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{699840}{400 \cdot 0.838 \cdot 54} = 38.66 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 38.66 - \frac{2264860}{100 \cdot 400} = -17.96 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- Sens z-z :

Les sollicitations prises en compte :

$$N=2264, 86 \text{ KN}$$

$$M=30.99 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30.99}{2264.86} = 0.014 \text{ m} = 1.4 \text{ cm}$$

$$:e = 1.4 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \cdot \frac{214.2}{60} = 12.35 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{array} \right.$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{367.2}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{14.82}{35}\right)^2 = 1.03$$

$$e_1 = e + e_a = 1.4 + 2 = 3.4cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 2332.81KN \\ M'_1 = 79.32 KN.m \end{array} \right.$$

$$e_1 = 3.4cm \leq e_0 = \frac{h}{2} = 30cm$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'inférieur de la section, alors

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

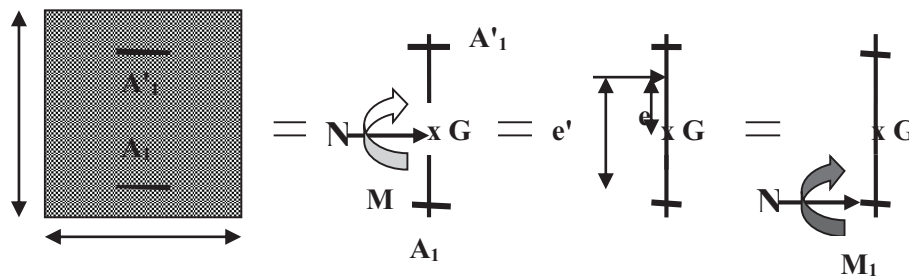


Fig VII.10: schéma statique

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 14.78 * 60 * 60 * 10^{-3} = 681.06KN.m$$

$$(2) = N_1 * (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N * e = 2264,86 * 0.274 = 620.57KN.m$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 3.4 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 27.4cm$$

$$(2) = 2332.81 * (54 - 6) * 10^{-2} - 620.57 = 499.18KN.m$$

(2)=499.18KN.m < (1)=681.06KN.m ⇒ S.P.C ⇒ Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{620570}{14.78 \times 50 \times (54)^2} = 0.287$$

$$\mu = 0.287 < \mu_{AB} = \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.347$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.861$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{620570}{400 \cdot 0.861 \cdot 54} = 33.37 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 33.37 - \frac{2264860}{100 \cdot 400} = -23.25 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- **Conclusion :**

$$A_{cal} = (A_{ELU}; A_{Acc}) = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.007 \cdot 60 \cdot 50 = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{BAEL} = \max \left[\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \cdot 50 \cdot 60}{100}; \frac{8(50+60)}{100} \right] = [7.2; 9.6] = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = (0; 21; 9.6) = 21 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$12T16 \rightarrow A = 22.12 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'état limite de service :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à L'ELS sous sollicitations de $(N_{ser}; M_{ser})$
- La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- La contrainte du béton est limitée par $\sigma_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa}$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{5.57}{1636.62} = 0.0034 \text{ m} = 0.34 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.34 < \frac{h}{2} = 30\text{cm}$$

⇒ le point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} se trouve à l'intérieure de la section

$$e_0 = 0.34 < \frac{h}{2} = 30\text{cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$B_0 = b * h + 15(A'_1 + A'_2) = 50 * 60 + 15(25.89 + 25.89) = 4376.7\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'_1 * c + A'_2 * d) \right] = \frac{1}{4376.7} \left[\frac{60 \cdot 60^2}{2} + 15(25.89 * 6 + 25.89 * 54) \right] = 30\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 60 - 30 = 30\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15(A_1(V_1 - c_1)^2 + A_2(V_2 - c_2)^2)$$

$$I = \frac{60}{3}(30^3 + 30^3) + 15(25.89(30 - 3)^2 + A_2(30 - 3)^2) = 1646214.3\text{cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 5.57 - 1636.62 \left(\frac{0.6}{2} - 0.3 \right) = 5.57$$

➤ **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I}{[B + 15(A_1 + A_2)] * V_2}$$

$$e_G = 0.34 < \frac{1646214.3}{[60 \cdot 60 + 15(25.89 + 25.89)] * 30} = 61.19\text{cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 * B_0} = \frac{1636620}{100 * 50 * 60} = 4.55\text{MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I} = \frac{5570}{1646214.3} = 0.003$$

$$\sigma'_b = \sigma_0 + k * V_1 = 4.55 + 0.03 * 30 = 5.45\text{MPa}$$

$\sigma'_b = 5.45\text{MPa} < \sigma_b = 0.6f_{c28} = 12\text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

• **Diamètre des armatures transversales:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{1.4}{3} = 0.47\text{cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

• **Espacement des armatures transversales :**

- **Suivant les règles BAEL91:**

$$t \leq \min(15\phi_{Lmin}; 40cm; b + 10cm) = \min(15 * 1.2; 40; 60 + 10) = 18cm$$

$$\Rightarrow t = 15cm$$

- **D'après les règles RPA99 (version2003) : Zone I**

- Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_{Lmin}; 15cm) = \min(10 * 1.2; 15cm) = 12cm$$

$$\Rightarrow t = 10cm$$

- Zone courante :

$$t \leq 15\phi_{Lmin} = 15 * 1.2 = 18cm$$

$$\Rightarrow t = 15cm$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{60} = 3.57 < 5 \Rightarrow A_{min} = 0,5\% * b * t = 0.005 * 60 * 10 = 3cm^2 \Rightarrow$$

CV

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 60 * 2 = 120cm$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60cm\right) = 60cm$$

- **Armatures transversales :**

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$T_{max} = 84,81KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b * d * 100} = \frac{84810}{50 * 54 * 100} = 0.26$$

Selon le C.B.A93 : Art A.5.1.2.1 :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.66MPa$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40. \phi_{Lmax}$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; le ferrailage sera résumé dans les tableaux suivants

Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif

Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$		Ferrailage	$A(cm^2)$	Long de rec (cm)
		RPA	BAEL			
70*50	0	25.2	9.6	6T20+4T16	26.89	80
60*50	0	25.2	9.6	12T16	25.89	56
60*45	0	21.17	8.8	4T20+6T16	24.62	80
55*45	0	17.5	8	4T14+2T16	10.18	64
50*45	1.12	14.17	7.2	4T14+8T12	15.21	56
40*35	1.63	11.2	6.4	2T16+6T14	14.20	64
35*35	3.88	8.58	5.6	8T12	9.05	48

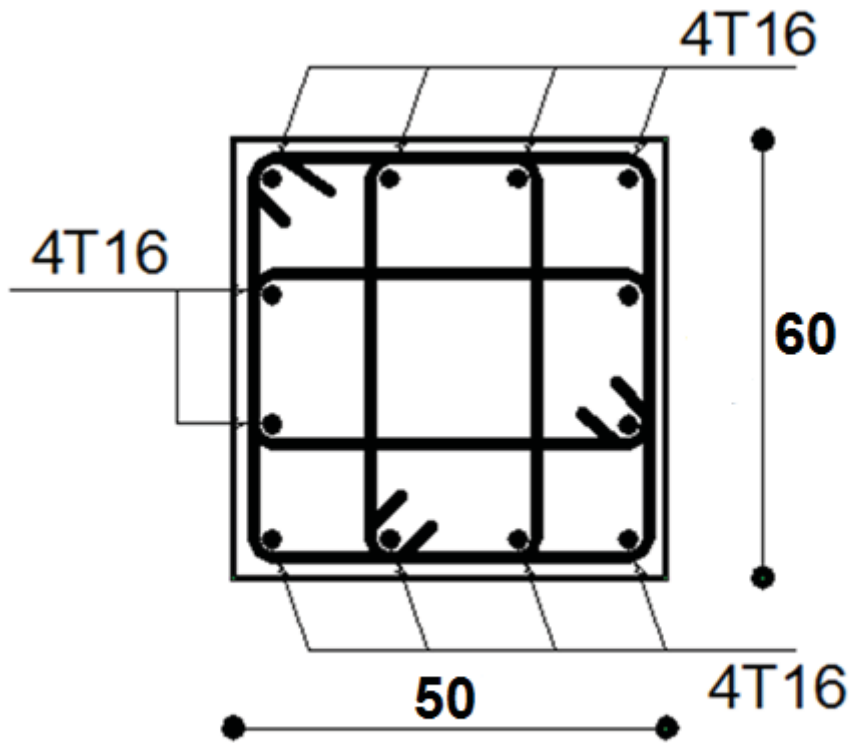


Fig VII.11: dessin ferrailage de poteau

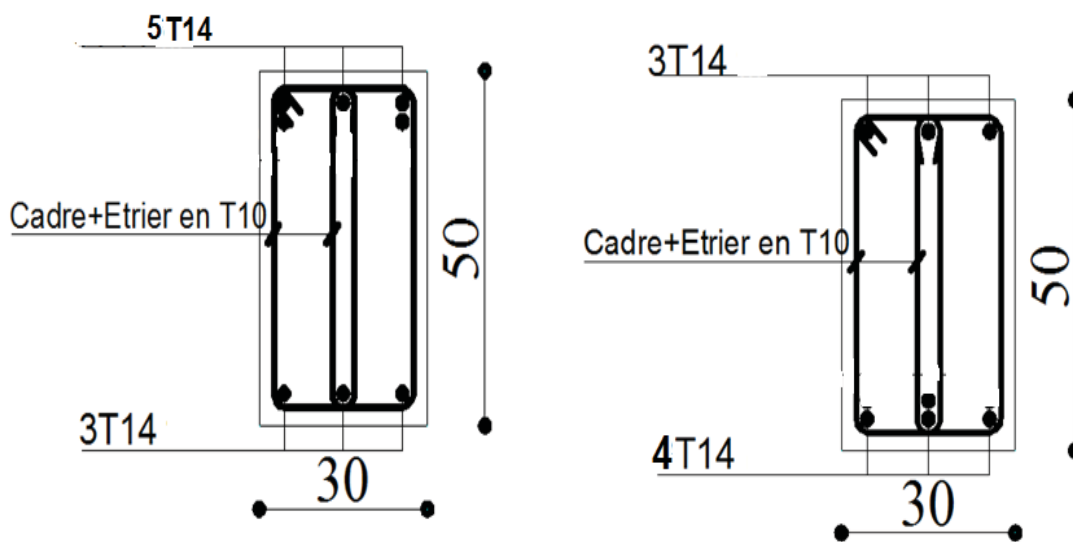


Fig VII.12: dessin de ferrailage de poutre

Chapitre VIII

ETUDE DES PORTIQUES

VIII.1) Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

La fonction principale de la voile est de résister à une grande rigidité et donc de résister aux efforts horizontaux (tremblements de terre, pression au sol).

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique du sous-sol.

VIII.2) Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99version2003/7.7.1] (voir chapitre II) ;

- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

VIII.2.1) les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VIII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]

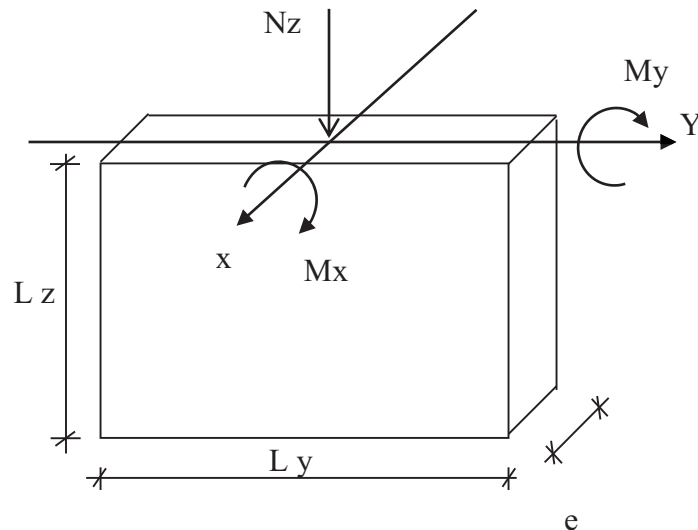


Fig.VIII. 1: Les sollicitations de calcul d'un voile.

Sens x-x :

$N_z ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

Sens y-y :

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

➤ **Condition de RPA99 VERSION 2003/7.7.4.1 :**

- Les armatures minimales :
- ✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_v \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2).$$

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Espacement des barres verticales s :
- ✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

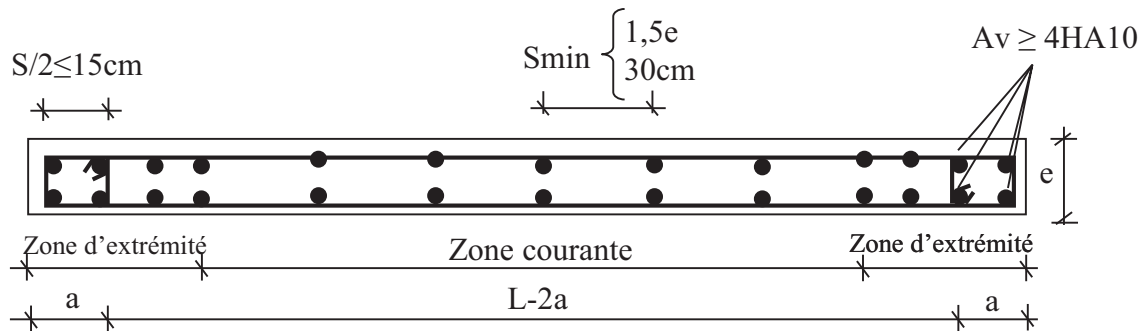


Fig.VIII. 2. disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII.2.2) Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

VIII.2.3) Exemple de calcul : voile de contreventement avec ouverture

Pour le calcul du ferrailage, on choisit le voile le plus défavorable d'après le logiciel Robot Bat:

- Après l'interprétation des résultats donnés par **Robot Bat** les sollicitations maximales sont :

Tableau. VIII. 1 : Les sollicitations de calcul du voile

Nz [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
2267.91	157.42	52.57	389.60

○ **Sens x-x :**

$$\begin{cases} N=2267.91\text{KN.} \\ M_x=157.42\text{KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est (bx100cm) (bande de 1m de largeur)
-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{157.42}{2267.91} \times 100 = 6.94\text{cm} < \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40\text{cm}$$

$$\begin{aligned} (1) &= (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0,337 \times 100 - 0,81 \times 10) \times 14,78 \times 20 \times 100 = 756736\text{N.m.} \end{aligned}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2267940 \left(6.94 + \frac{100}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 1064557.95\text{N.m}$$

$$(2) = 2267910 \times (90 - 10) \cdot 10^{-2} - 1064557.95 = 749770.05\text{N.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

● **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{1064557.95}{14.78 \times 20 \times 90^2} = 0.445 > \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ existe}$$

On utilise le principe de superposition :

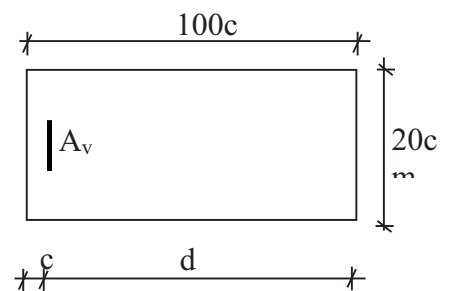


Fig.VIII. 3: Section de calcul.

$$M_1 = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0.392 \cdot 11 \cdot 33 \cdot 20 \cdot 90^2 = 719500.32 N.m$$

$$\Delta M = M - M_1 = 1064557.95 - 719500.32 = 345057.63 N.m$$

Calcul de δ' :

$$\delta' = \frac{d'}{d} = \frac{2}{90} = 0.02 < \delta_l = 0.273 \Rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_l \Rightarrow \sigma'_s = \sigma_L = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta_L \times d} = \frac{345057.63}{400 \times 0.733 \times 90} = 13.08 cm^2 / mL$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{\sigma_s \times (d - \delta d')} = \frac{719500.32}{400 \times (90 - 10)} = 22.48 cm^2 / mL$$

Donc :

$$\begin{cases} A' = A_2 = 22.48 \text{ cm}^2 / m_l \\ A = A_1 + A_2 = 35.56 \text{ cm}^2 / m_l \end{cases}$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A_{Fc} = A - \frac{N}{100 \times \sigma_y} = 35.56 - \frac{2267910}{100 \times 400} = -21.14 cm^2 < 0 \Rightarrow A_{Fc} = 0 cm^2 / mL$$

• **Armature minimale :**

$$A_{min} = 0.0015bh = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 cm^2 / ml$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3 cm^2 / ml$$

Choix : 5T12/ml $\rightarrow A = 5.65 cm^2 / ml$.

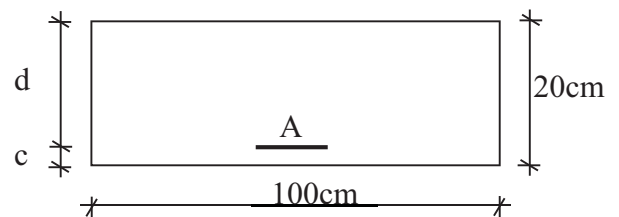


Fig.VIII 4 : Section de calcul

○ **Sens y-y :**

$$\begin{cases} N = 2267.91 KN \\ M_E = 52.57 KN.m \end{cases}$$

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{52.57}{2267.91} \times 100 = 2.32 cm. < \frac{h}{2} - c = 40 cm.$$

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 14,78 \times 20 \times 100 = 151347.2 N.m.$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2267910 \left(2.32 + \frac{20}{2} - 2 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 234048.3 N.m$$

$$(2) = 2267910 \times (18 - 2) \cdot 10^{-2} - 234048.3 = 128817.3 N.m$$

(1) > (2) ⇒ S.P.C

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

• **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{234048.3}{14.78 \times 100 \times 18^2} = 0.489 > \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ existe}$$

On utilise le principe de superposition :

$$M_1 = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0.392 \cdot 11.33 \cdot 100 \cdot 18^2 = 143900.06 \text{ N.m}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 234048.3 - 143900.1 = 90148.2 \text{ N.m}$$

Calcul de δ'

$$\delta' = \frac{d'}{d} = \frac{2}{18} = 0.11 < \delta_l = 0.273 \Rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_l \Rightarrow \sigma'_s = \sigma_L = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta_L \times d} = \frac{143900.06}{400 \times 0.733 \times 18} = 27.27 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{\sigma_s \times (d - \delta d')} = \frac{90148.2}{400 \times (18 - 10)} = 28.17 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Donc :

$$\begin{cases} A' = A_2 = 28.17 \text{ cm}^2 / \text{m}_1 \\ A = A_1 + A_2 = 55.44 \text{ cm}^2 / \text{m}_1 \end{cases}$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A_{Fc} = A - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 55.44 - \frac{2267910}{100 \times 400} < 0 \Rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

• **Armature minimale :**

$$A_{\min} = 0.0015bh = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T12/ml → A = 5.65 cm²/ml.

• **Le choix des armatures :**

Sens x – x : les armatures verticales : deux nappes de 5T12 / ml

Sens y – y : les armatures horizontales : deux nappes de 5T12 / ml

L'espace minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 : $S \leq \min(1.5x_a ; 30\text{cm})$

$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que $S \leq 30\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement $S = 20\text{cm}$

$$S' = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

➤ **calcul des armatures transversales :**

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.478 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} \quad ; \quad T = 1.4 T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 389.60 \times 10^3}{30 \times 350 \times 100} = 0.52 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

⇒ Condition vérifiée.

2-espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement $S = 20 \text{ cm}$.

3-armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.52}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.58 \text{ cm}^2$$

4-armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t \min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right]$$

$$\Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.52}{2} \Rightarrow A_{t \min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{t \min})$$

$$A_t = \max(0.59 \text{ cm}^2; 0.26 \text{ cm}^2) = 0.59 \text{ cm}^2$$

Choix : $2\phi 8 \rightarrow A = 1.00 \text{ cm}^2$

a) **Ferraillage des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments des voiles avec ouvertures, leur rôle est de lier les trumeaux. Cette liaison se traduit par des encastremets en leurs extrémités sur les trumeaux.

Les linteaux doivent résister aux efforts qui les sollicitent et travaillent surtout au cisaillement engendré par les efforts horizontaux.

➤ **Premier cas :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

- \bar{V} : Effort tranchant max ($\bar{V} = 1,4 \cdot V_{ucal}$);

- b_0 : Epaisseur du linteau

- h : Hauteur totale de section brute

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l);
- Des aciers transversaux (A_t) et
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

✓ **Aciers longitudinaux :**

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$z = h - 2 \cdot d' = 0,8 \cdot h$ où h : Hauteur totale du linteau.

d : Distance d'enrobage.

M : Moment du à l'effort tranchant

✓ **Aciers transversaux : μ**

➤ **Premier sous cas** linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$):

On a :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot 0,8 \cdot h}{\bar{V}}$$

Avec :

S : Espacement des cadres.

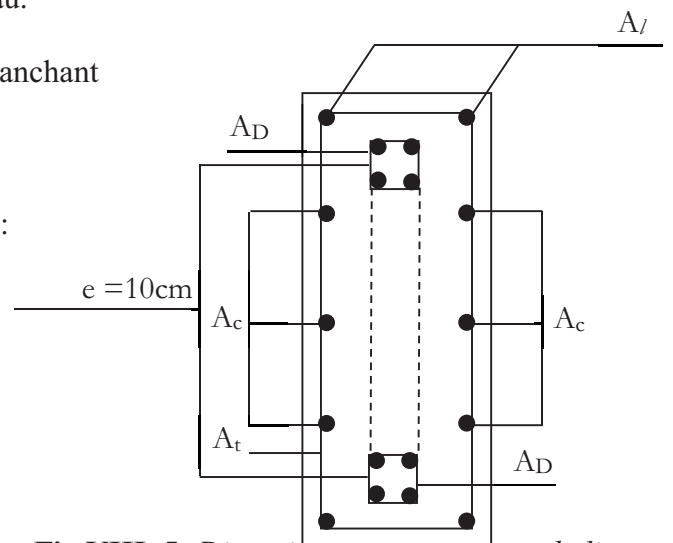


Fig.VIII. 5: Disposition des armatures du linteau

➤ **Deuxième sous cas** linteaux courts $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1\right)$: On a :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1; V_2)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l}$$

$$V_2 = 2 \cdot V_{u\text{calcul}}$$

Avec M_{ci} ; M_{cj} moments "résistants ultimes" des section d'about à gauche et à droite du linteau de portée l et calculés par :

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$

➤ **Deuxième cas** :

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris par des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l}$$

➤ **Ferrailage minimal** :

$$A_t; A'_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$$

$$A_D \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad \text{si } \tau_b > 0,06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

➤ **Exemple de calcul :**

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 389,14 \cdot 10^3}{20 \cdot 164 \cdot 100} = 1,66 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,06 \cdot f_{c28} = 1,2 \text{ MPa}$$

On adoptera un ferrailage minimal :

- Armatures longitudinales :

$$(A_l; A'_l)_{\min} = 0,0015 \cdot b \cdot h = 4,98 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$4\text{T}14 \longrightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2$$

- Aciers transversales :

$$\text{Suivant RPA99/V2003 : } S \leq \frac{h}{4} = \frac{166}{4} = 41,5 \text{ cm}$$

On choisie : $S = 20 \text{ cm}$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 1 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$2\phi 8 \longrightarrow A = 1,01 \text{ cm}^2$$

- Armatures diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l} = \frac{0,8 \cdot 164}{140} = 0,93 \Rightarrow \alpha = 43,14^\circ$$

$$\text{Sin} \alpha = 0,68$$

$$A_D = \frac{389,65 \cdot 10^3}{2 \cdot 400 \cdot 0,68} \cdot 10^{-2} = 7,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot b \cdot h = 4,98 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$4\text{T}16 \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$

- Détermination des armatures en partie courante :

$$A_c = 0,0020 \cdot b \cdot h = 6,64 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$4\text{T}16 \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$

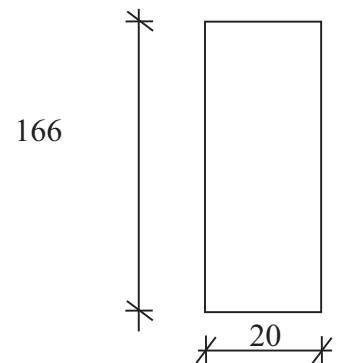
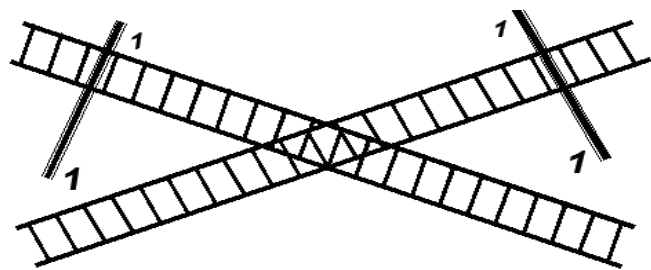
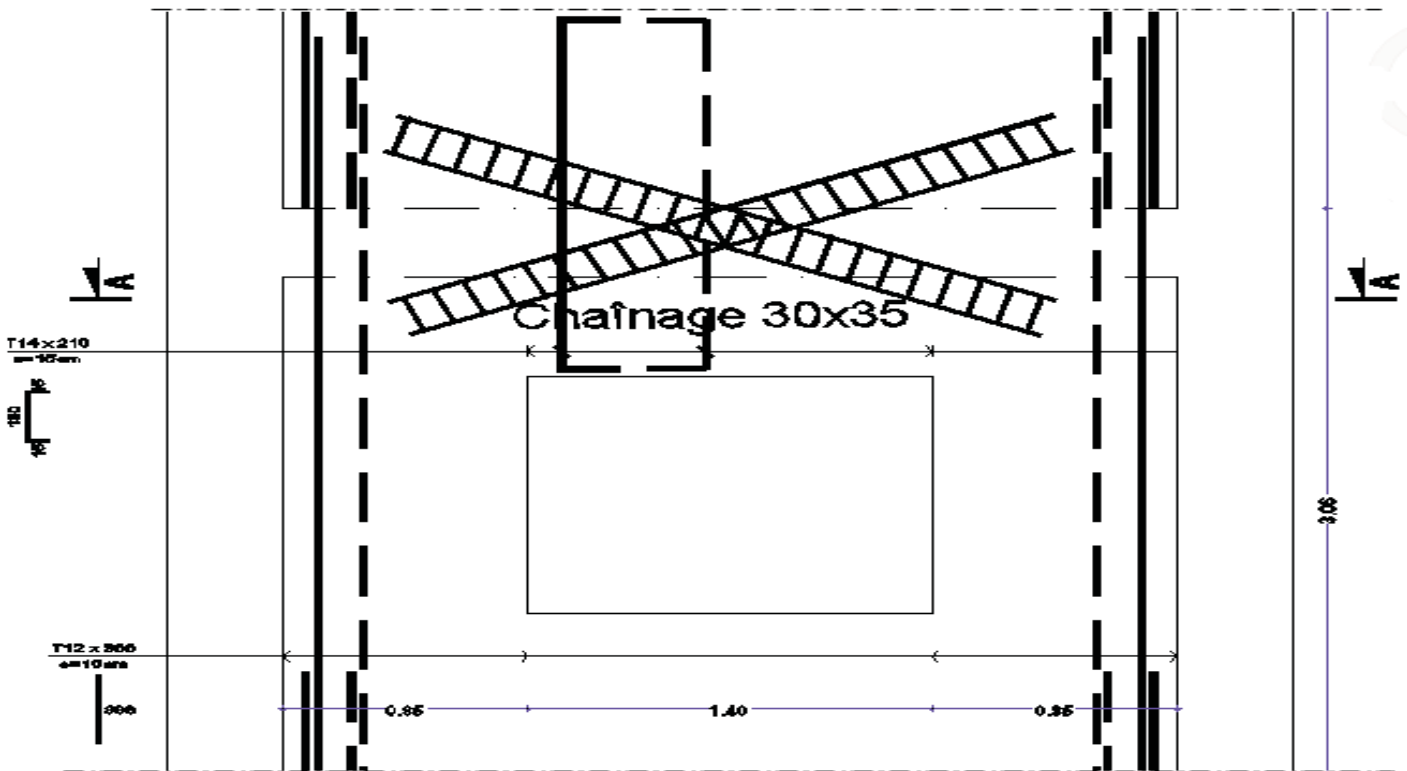
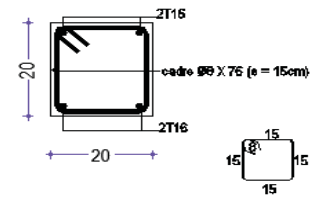


Fig.VIII. 6 : Dimensions de linteau

✓ Dessin de ferrailage :



Coupe 1-1 ECH 1/10



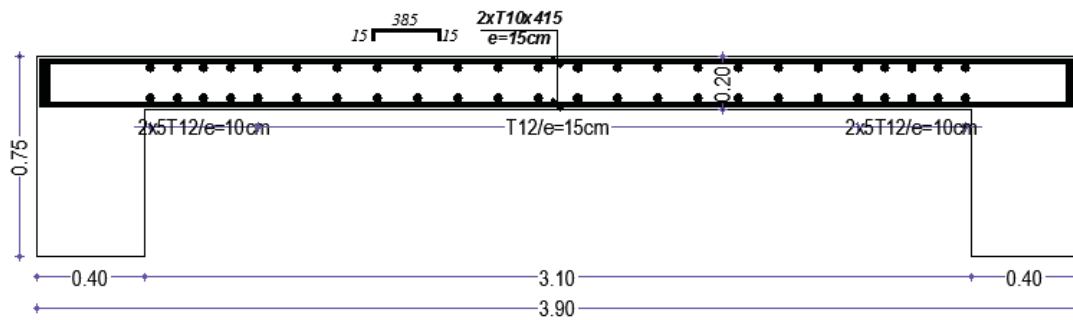


Fig VII .7: Dessin de ferrailage d'un voile de contreventement avec ouverture

VIII-3. Etude des voiles périphériques :

Les voiles périphériques constituent avec les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts tranchant dus au séisme.

D'après le RPA99/version 2003 article 10.1.2 ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-épaisseur $\geq 15\text{cm}$

-les armatures sont constituées de deux nappes

-le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

➤ Détermination des sollicitations :

a) calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \cdot h \cdot e = 1 \times 2,55 \times 0,15 = 0,383 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0,383 = 957,5 \text{ Kg}$$

❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1,35 \times 957,5 = 1292,63 \text{ daN} = 12,93 \text{ KN}$$

❖ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 9,58 \text{ KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_P \cdot \gamma \cdot h$$

avec :

K_P : coefficient de poussée ;

K_q : coefficient du aux surcharge ;

h : hauteur du voile

γ : Masse volumique des terres

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0,247.$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{2,55} = 0,247 \times 17 \times 2,55 = 10.71 \text{ KN / m}^2$$

On va considère que le voile est comme une dalle qui s'appuie Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q .

$$q = \frac{10.71 + 0}{2} = 5,35 \text{ KN / m}^2$$

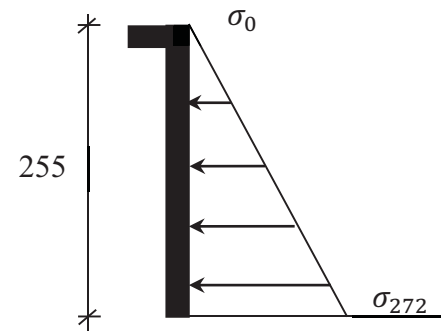


Fig.VIII. 8: Contrainte du voile

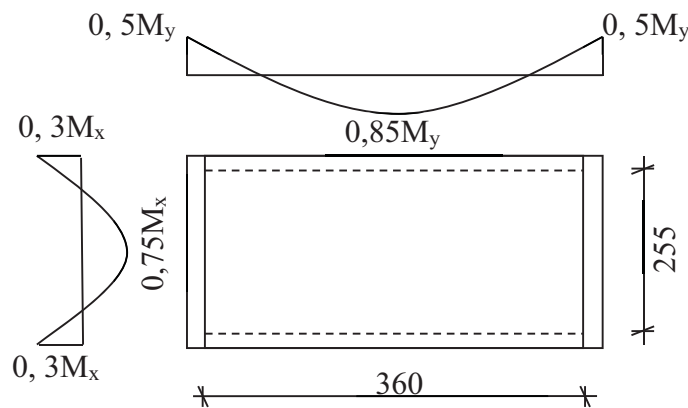


Fig.VIII. 9: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 535 = 722.25 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 722.25 \text{ daN/m}_L.$$

❖ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 535 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 535 \text{ daN/m}_L.$$

- Calcul des sollicitations :

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

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{255}{360} = 0.70 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sens.}$$

- Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

- Etat limite ultime :

$$\rho = 0.70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0684 \\ \mu_y^u = 0.4320 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0684 \times 722.25 \times 2.55^2 = 321.24 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.4320 \times 321.24 = 138.77 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Etat limite de service:

$$\rho = 0.44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0743 \\ \mu_y^{ser} = 0.5817 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0743 \times 535 \times 2.55^2 = 258.48 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = 0.5817 \times 258.48 = 150.36 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Calcul des ferrailages :

- Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

En prend : $\phi = 1 \text{ cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5cm \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 12.5cm \\ d_y = h_0 - c_y = 11.5cm \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

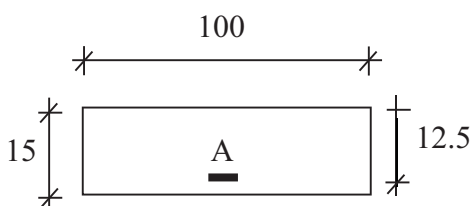


Fig. VIII.10: Section de calcul en travée (x-x)

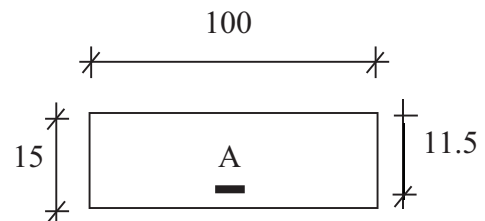


Fig. VIII.11: Section de calcul en travée (y-y)

Tableau. VIII. 2 : Tableaux récapitulatif des moments fléchissant et sections d'armatures.

Sollicitations	E.L.U				E.L.S			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M (N.m)	2409.3	963.7	1179.5	693.9	1938.6	775.4	1278.1	751.8
A _{cal} (cm ²)	0.56	0.23	0.29	0.17	σ _s et σ _b sont vérifiées ⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.			
A _{min} (cm ²)	1.2	1.2	1.2	1.2				

➤ **Condition exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0.10% de la section dans les deux sens, et sera disposé en deux nappes.

$$A_t = 0.10\% \cdot 100 \cdot 20 = 2cm$$

$$A_t = 0.10\% \cdot 100 \cdot 20 = 2cm$$

✓ Choix des armatures verticales :6T10/m_L → A=4.72cm²/m_L

(T10 → e=15cm)

✓ Choix des armatures horizontales :6T10/m_L → A=4.72cm²/m_L

(T10 → e=15cm)

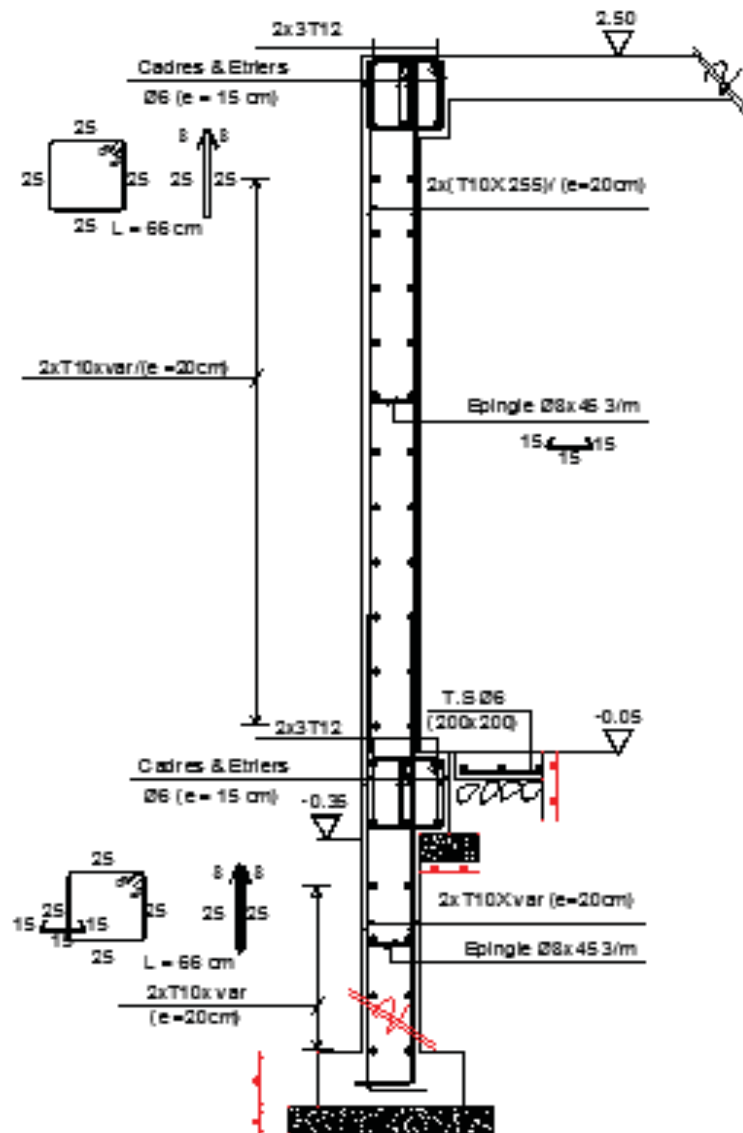
✓ Dessin de ferrailage :

Fig VII .12 : Dessin de ferrailage du voile périphérique

Chapitre IX

Etude Des fondations

IX.1.Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondation superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes et
- Semelles générales

b) Fondation profondes :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

IX.1.2. Calcul des semelles :**1) Pré dimensionnement :***** Semelle de centre :**

$$N = 2309.55KN$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 3bars$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

$$\text{Avec : } a = 75cm \quad ; \quad b = 40cm$$

$$A = \left(\frac{75}{40} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{40}{75} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{40}{75} \cdot \frac{2309.55}{2,5}} = 701.93cm$$

$$\text{On prend : } B = 750cm \Rightarrow A = 1350cm$$

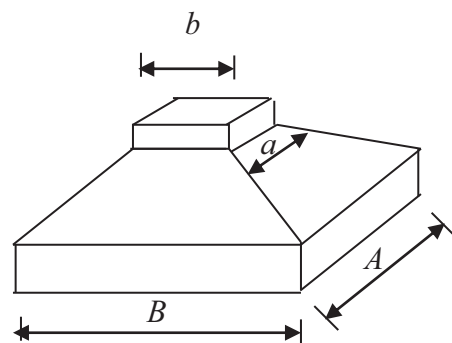


Fig. IX.1 : Semelle isolée

*** Semelle de rive :**

$$N = 1188.75KN$$

$$B \geq 503.59cm$$

On prend : $B = 550cm \Rightarrow A = 950cm$

*** Semelle de d'angle :**

$$N = 1314.58KN$$

$$B \geq 529.57cm$$

On prend : $B = 550 \Rightarrow A = 1000cm$

Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchent aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

IX.2. Etude du radier :**IX.2.1) Généralité :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC3 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{ [RPA99(V2003)/10.1.4.1]}$$

- L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$

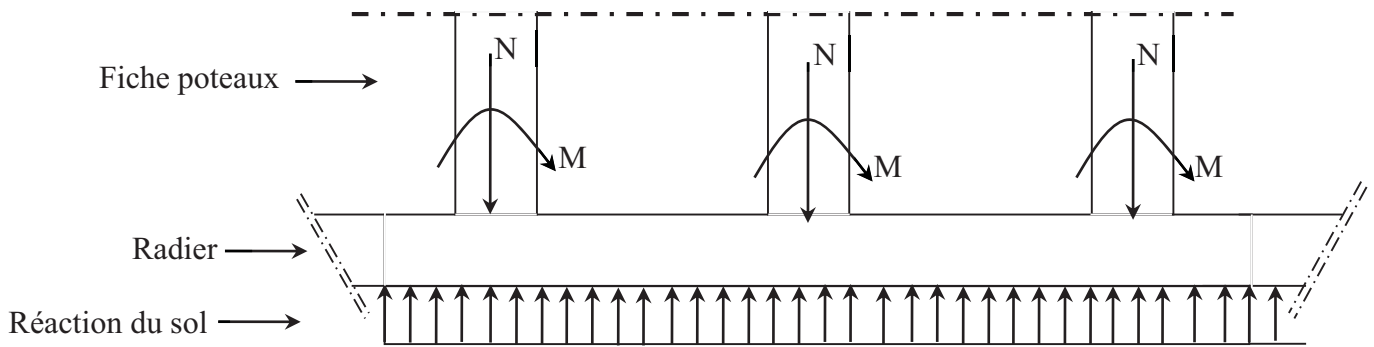


Fig. IX. 2: Schéma du radier général

IX.2.2. pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

➤ **Hauteur du radier**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu’il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l’effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4 -Condition de non poinçonnement

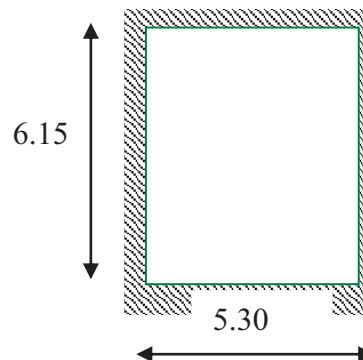


Fig. IX. 3: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=6.15m \Rightarrow 0.768m \leq h \leq 1.23m$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu’un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; (K=50MN/m³)

E : module d'Young du béton (E=3.10⁴ Mpa) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=6.15m.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6.15}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h \geq 0.75m$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 0.93 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.30}{6.15} = 0.86 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 638.60 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 89541.06 \text{ KN}$$

$$q'' = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q'' = 1.35 \times \frac{89541.06}{638.60} + 1.5 \times 2.5 = 193.04 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 341.04 \text{ KN} ; \quad T_y = 357.50 \text{ KN.}$$

$$T^{\max} = 357.50 \text{ KN.}$$

$$h \geq \frac{357.5}{0.9 \times 1 \times 0.93 \times 10^3} = 0.31 \text{ m} \Rightarrow h \geq 0.31 \text{ m}$$

4) Condition de non poinçonnement :

Il faut que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} \dots \dots \dots (1)$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier et

h : Epaisseur du radier.

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h)$$

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \cdot 2 \cdot (40 + 75 + 2 \cdot h) \cdot h \cdot 20$$

$$0,36 \cdot h^2 + 20,7h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 2537,64 \text{ KN}$$

On aura $h \geq 0,60 \text{ m}$

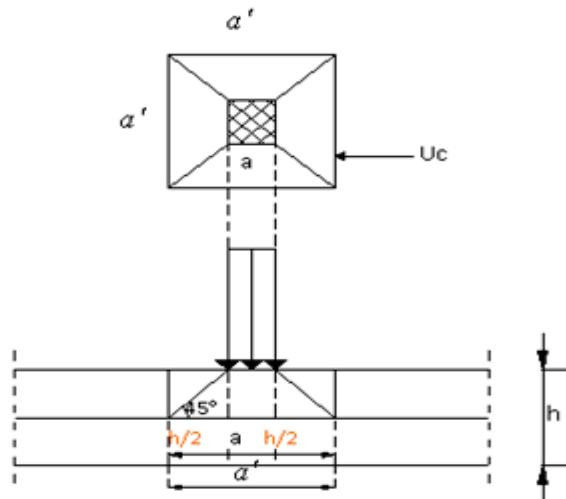


Fig. IX. 4: Dimension du feuillet moyen

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 120\text{ cm}$

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{615}{10} = 51.5\text{ cm}$$

On prendra $h_n = 80\text{ cm}$.

❖ Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{615}{20} = 30.75\text{ cm}$$

On prendra $e = 40\text{ cm}$

• **Pré dimensionnement des poutres :**

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales et
- Poutres secondaires

Dimensions des poutres doivent satisfaire les

Conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$L_x = 530\text{ cm}$; $L_y = 615\text{ cm}$.

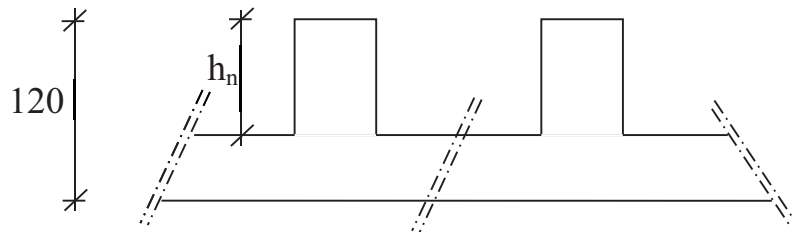


Fig. IX. 5: Dimension du radier.

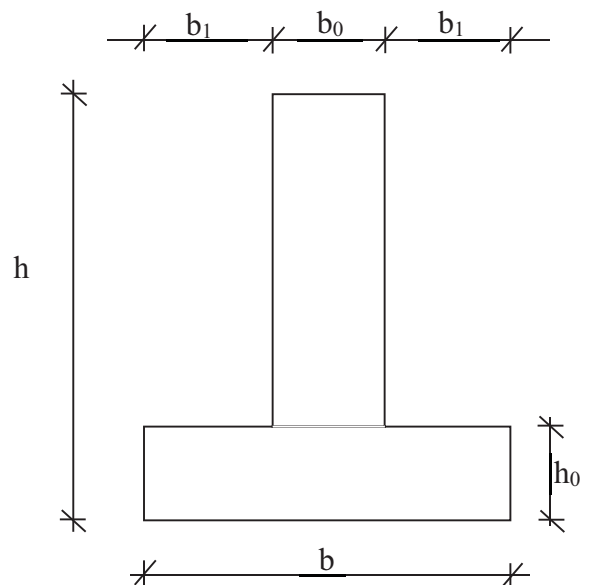


Fig. IX. 6: dimension de la poutre

Tableau IX. 1: Dimensions des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	120	120
h ₀ (cm)	40	40
b ₀ (cm)	45	45
b ₁ (cm)	61	53
b (cm)	167	151

IX. 2.3. Détermination des sollicitations :**a) Caractéristiques du radier :**

$$h = 120 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 638.60 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 32730.38 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 35285.98 \text{ m}^4$$

$$V_x = 12.88 \text{ m}$$

$$V_y = 12.40 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

b) Calcul du poids du radier: Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 638.6 \times 0.4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 6386 \text{KN.}$$

$$P_p = 142.8 \times (1.2 - 0.4) \times 0.45 \times 25 \Rightarrow P_p = 1285.2 \text{KN.}$$

$$P_s = 99 \times (1.2 - 40) \times 0.45 \times 25 \Rightarrow P_s = 891 \text{KN.}$$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p + P_s = 8562.2 \text{KN.}$$

c) Surcharges d'exploitation : QR

$$Qr = 2.5 \times S$$

$$Qr = 2.5 \times 638.6 \Rightarrow Qr = 1596.5 \text{KN.}$$

d) Combinaisons d'actions :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

I) Situations durable et transitoire : $\underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35Pr + 1,5Qr)}_{N_u^2}$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 131919.07 \text{KN}$$

$$N_u = 131919.07 + 13953.72 \Rightarrow N_u = 145872.79 \text{KN.}$$

$$Mx = -20.30 \text{KN.m}$$

$$My = 5.22 \text{KN.m}$$

Avec :

Mx et My : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (Mx + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (My + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

Mx , My et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

II) Situation accidentelle: $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$

$$N_a = 139850.46 + 10158.7 \Rightarrow N_a = 150009.16 \text{KN.}$$

$$Mx = 453.66 \text{KN.m}$$

$$My = 874.83 \text{KN.m.}$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$(G + Q) + (Pr + Qr)$$

$$N_s = 96509.53 + 10158.7 = 106668.23KN.$$

$$Mx = 14.80KN.m$$

$$My = 3.78KN.m$$

e) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

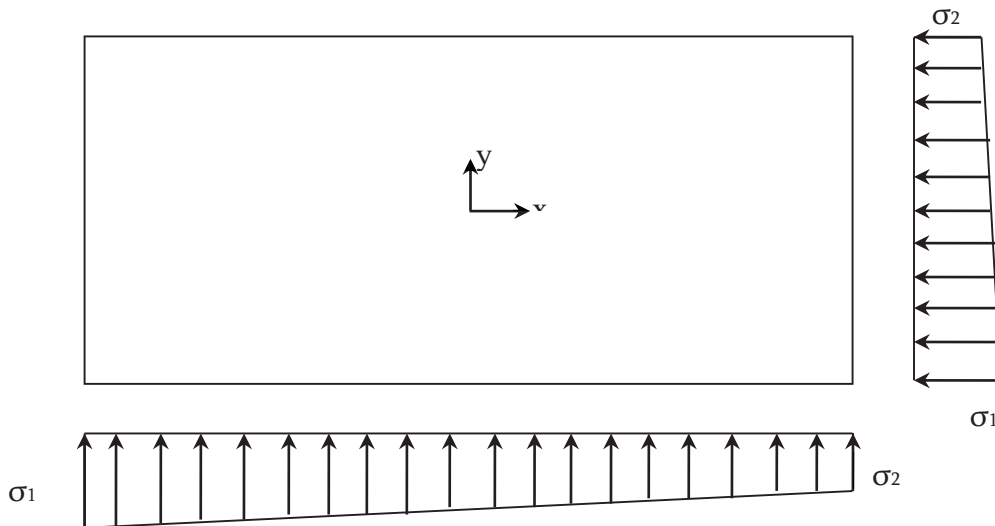


Fig. IX. 7: Schéma des contraintes du sol

1) Situation durable et transitoire :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 145872.79KN$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 3bars$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 6bars$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{145872.79}{638.60} \pm \frac{20.3}{32730.38} \times 12.9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.28bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.28bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.28bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{145872.79}{638.60} \pm \frac{5.22}{35285.98} \cdot 12.4 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.28bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.28bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.28bars$$

❖ **Etat limite service (E L S) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 106668.23KN$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{106668.23}{638.60} \pm \frac{14.8}{32730.38} \times 12.8 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.67bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.67bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.67bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{106668.23}{638.60} \pm \frac{3.78}{35285.98} \cdot 12.40 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.67bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.67bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.67bars$$

❖ **Situation accidentelle :**

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{139850.46}{638.60} \pm \frac{453.66}{32730.38} \times 12.8 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.19bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.19bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.19bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{139850.46}{638.60} \pm \frac{874.83}{35285.98} \times 12.4 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.19bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.19bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.19bars$$

f) **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1.5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

- P : Poids du bâtiment;
- S : Surface d'assise du bâtiment;
- Z : L'ancrage et
- γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudié : $P = 8954.11 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 638.60 \times 1 \times 4.30 = 4138.13t$$

$$P = 8954.11t > 3485.21 \rightarrow CV$$

$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ la structure est stable.



Fig. IX.8: Encrage de la structure

IX. 3. Ferraillage du radier :

IX.3.1. Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 5.30m$
 $L_y = 6.15m$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.30}{6.15} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portesuivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 350.55 \text{ KN/ml}$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$q_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 253.22 \text{ KN/ml}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$q_{acc} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 336.71 \text{ KN/ml}$$

Tableau. IX .2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

Sens Moment	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
combinaison				
M_a [KN.m]	127.28	102.18	60.84	63.23
M_t [KN.m]	190.93	153.27	91.26	94.84

➤ **Calcul des armatures :**

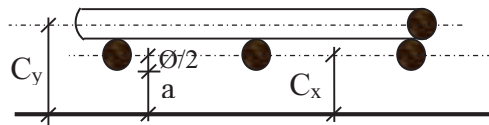


Fig. IX.9: Enrobage

✓ **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable → a = 2cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

En prend : $\phi = 1.6cm$

Donc :

$$C_x = a + \frac{1.6}{2} = 2.8cm$$

$$C_y = a + 1.6 + \frac{1.6}{2} = 4.4cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 37.2cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 35.6cm$$

✓ **Sections de calcul :**

a) **Sens xx**

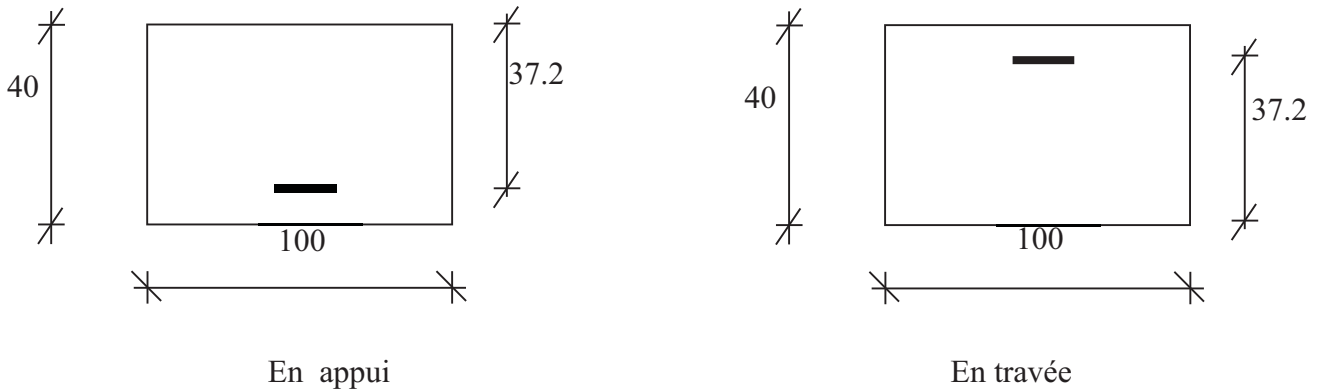


Fig. IX. 10:Section de calcul dans le sens xx.

Sens yy :

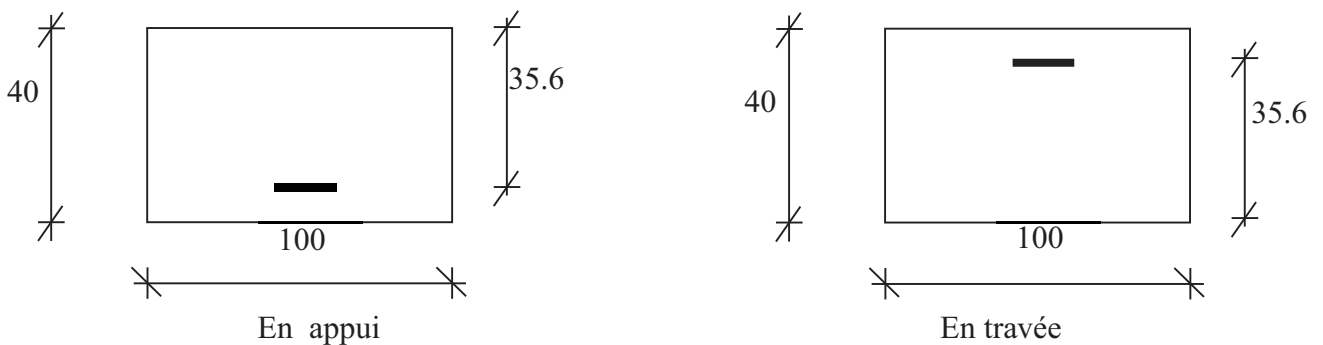


Fig. IX. 11 : Section de calcul dans le sens yy.

a) **Sens x-x:**

▪ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = 190.93 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{190930}{11,33 \times 100 \times 37.2^2} = 0,123$$

$$\mu = 0,123 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 0.165 \quad \beta = 0.934$$

$$A = \frac{193930}{348 \times 0,934 \times 37.2} = 16.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 16.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 37.2 \times \frac{1,8}{400} = 3.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(16.04; 3.85) \Rightarrow A = 16.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$8\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow \varnothing = 15 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_{\text{ser}} = 153.27 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 16.08/100 = 2.41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2.41 \times 37.2 = 179.30 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -2.41 + \sqrt{179.30 + 2.41^2} = 11.20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (11.20)^3}{3} + 15 \cdot 16.08 \cdot (37.2 - 11.20)^2 = 209908.13 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{153270}{209908.13} = 0.73$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.61 \times 11.20 = 8.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 k \times (d - y_1) = 15 \times 8.17 \times (37.2 - 11.20) = 284.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 284.7 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{Doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{153270}{240 \cdot 100 \cdot (37.2)^2} = 0,00462$$

$$\mu_1 = 0,00462 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.892 \\ k_1 = 31.30 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{31.30} = 7.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{153270}{240 \cdot 0.892 \cdot 37.2} = 19.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}20/\text{ml} \longrightarrow A = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}20 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

▪ **En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ax}'' = 127.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}''}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{127280}{11,33 \times 100 \times (37.2)^2} = 0,08$$

$$\mu = 0,08 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,106$$

$$\beta = 0,958$$

$$A = \frac{127280}{348 \times 0,958 \times 37.2} = 10.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$6\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ax}^s = -102.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 12.06}{100} = 1.81 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \times 12.06 \times 37.2}{100} = 134.59 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.81 + \sqrt{(1.81)^2 + 134.59} = 9.93 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9.93)^3}{3} + 15 \cdot 12.06 \cdot (37.2 - 9.93)^2 = 167165.03 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{102180}{167165.03} = 0,61$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,61 \times 9.93 = 6.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,61 \cdot (37.2 - 9.93) = 249.52 \text{ MPa}$$

-Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{Doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{120180}{240 \cdot 100 \cdot (37.2)^2} = 0,00362$$

$$\mu_1 = 0,00362 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,903 \\ k_1 = 36.38 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{36.38} = 6.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{120180}{240 \cdot 0,903 \cdot 37.2} = 14.91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Choix des armatures:

$$8\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

b) Sens y-y :

- **En travée :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = 91.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{91260}{11,33 \times 100 \times 35.6^2} = 0,064$$

$$\mu = 0,064 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s > 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.08 \quad \beta = 0.967$$

$$A = \frac{91260}{348 \times 0,967 \times 35.6} = 7.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 7.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 35.6 \times \frac{1,8}{400} = 3.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(7.62; 3.68) \Rightarrow A = 7.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$4\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_{\text{ser}} = 94.84 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 8.04/100 = 1.21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.21 \times 35.6 = 86.15 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.21 + \sqrt{86.15 + 1.21^2} = 8.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8.15)^3}{3} + 15 \cdot 8.04 \cdot (35.6 - 8.15)^2 = 108917.18 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{94840}{108917.18} = 0.87$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.87 \times 8.15 = 7.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 k \times (d - y_1) = 15 \times 0.87 \times (35.6 - 8.15) = 358.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 358.22 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{Doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{94840}{240 \cdot 100 \cdot (35.6)^2} = 0,00311$$

$$\mu_1 = 0,00311 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ k_1 = 39,95 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{39,95} = 6,01 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{94840}{240 \cdot 0,909 \cdot 35,6} = 12,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T16/ml} \longrightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

▪ En appuis :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{ax}^u = 60,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{60840}{11,33 \times 100 \times (35,6)^2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\beta = 0,980$$

$$A = \frac{60840}{348 \times 0,980 \times 35,6} = 5,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T14/ml} \longrightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T14} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$M_{ax}^s = -63,23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 6.16}{100} = 0.92 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \times 6.16 \times 35.6}{100} = 68.79 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.92 + \sqrt{(0.92)^2 + 68.79} = 7.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7.24)^3}{3} + 15 \cdot 6.16 \cdot (35.6 - 7.24)^2 = 86966.47 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{63230}{86966.47} = 0.73$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.73 \times 7.24 = 5.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.73 \cdot (35.6 - 7.24) = 310.54 \text{ MPa}$$

-Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{Doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{63230}{240 \cdot 100 \cdot (35.6)^2} = 0,00207$$

$$\mu_1 = 0,00207 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.924 \\ k_1 = 50.79 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{50.79} = 4.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A' } \exists$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{63230}{240 \cdot 0.924 \cdot 35.6} = 8.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\text{T16/ml} \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

IX. 3.2. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 287.85 \text{ KN/m}^2$$

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 287.85 \times 1 = 287.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -35.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{35980}{11,33 \times 100 \times (35)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,014 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,03$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_{ax}^u = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

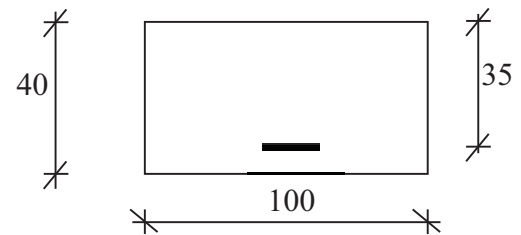
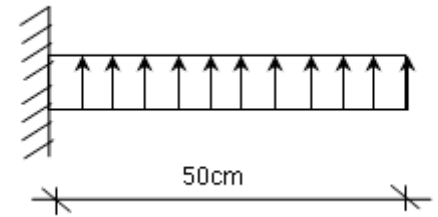


Fig. IX12: Section de calcul.

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 47 \cdot \frac{1,8}{400} = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\text{T12} \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T12} \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = 210.84 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -26.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 5,65 \cdot 47}{100} = 79,67 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,85 + \sqrt{(0,85)^2 + 79,67} = 8,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8,12)^3}{3} + 15 \cdot 5,65 \cdot (47 - 7,42)^2 = 145958,95 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{26360}{145958,95} = 0,18$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,18 \times 8,12 = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,18 \times (47 - 8,12) = 104,98 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

IX. 4. Ferrailage des poutres :

Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

❖ **Accidentelle :**

✓ **Poutres principales :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[276,49 \times \frac{6,15 + (6,15 - 5,30)}{2} \right] \frac{2}{5,05}$$

$$q_1 = 350,40 \text{ KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[276.49 \times \frac{5.30}{2} \right] \frac{2}{5.30}$$

$$q_1 = 276.46 \text{KN}$$

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

✓ **Poutres principales :**

$$q_1 = 364.8 \text{KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = 287.85 \text{KN}$$

❖ **Etat limite ultime (E L S) :**

✓ **Poutres principales :**

$$q_1 = 267.20 \text{KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = 210.84 \text{KN}$$

1/ Poutres principales :

Avec :

\bar{q}_1 : charges provenant du radier ;

q_1 : charge équivalente ;

M_i : sollicitations réelle apportées par les poteaux (voir annexe II).

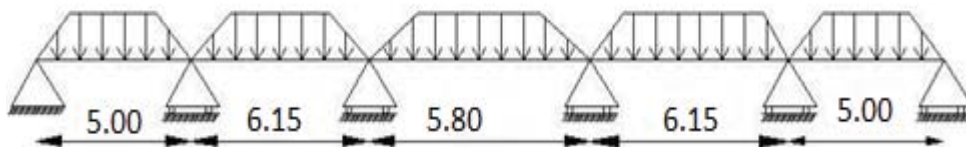


Fig. IX.13: Distribution des charges sur les poutres principales

2/ Poutres secondaires :

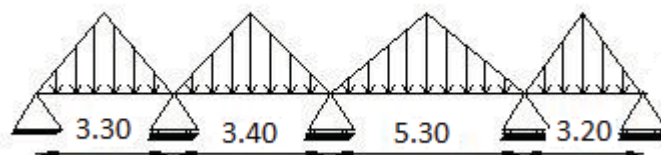


Fig. IX.1 4: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel Robot bat suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau. IX.3: Tableau récapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures :

Sollicitations	Poutre Principale		Poutre secondaire	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
M_u (KN.m)	569.84	745.82	274.62	388.08
M_{acc}(KN.m)	547.34	716.38	263.76	372.72
M_{ser}(KN.m)	417.38	546.28	201.15	284.26
T (KN)	978.56		614.62	
A_u (cm²)	14.43	19.8	6.92	10.0
A_{acc}(cm²)	12.02	16.27	5.8	8.3
A=max(A_u ;A_{acc})	14.9	19.8	7.0	10
Choix des armatures	8T16 A=16.08 cm ²	4T20+4T16 A=20.61cm ²	6T14 A=9.24 cm ²	4T16+4T14 A=14.20cm ²

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

- ❖ **Poutre au sens principale:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{978560}{145 \times 115 \times 100} = 0.59 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4MPa) = 2MPa$$

$$\tau_u = 0.59 MPa < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- ❖ **Poutre aux sens secondaire:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{614620}{120 \times 115 \times 100} = 1.07 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4MPa) = 2MPa$$

$$\tau_u = 0.45 MPa < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ Dessin de ferrailage :

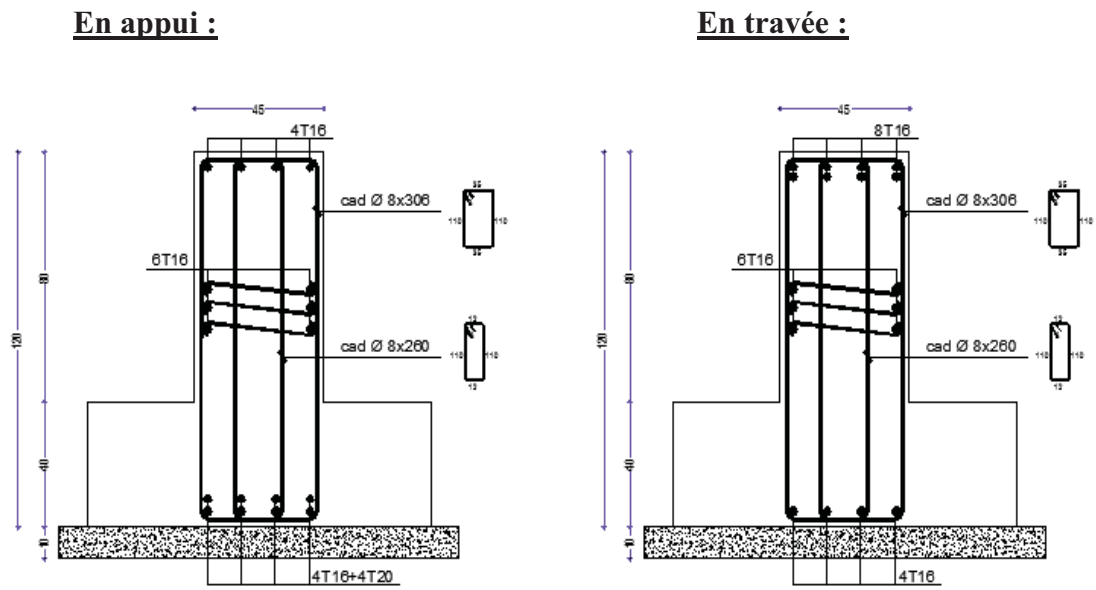


Fig VII .15 : Dessin de ferrailage d'une poutre principale

Conclusion générale

Durant le cycle de formation d'ingénieur nous avons acquis une multitude d'informations et de connaissances ; Ce projet de fin d'étude nous a permis de tester et mettre en pratique des connaissances et ce en référant aux documents techniques et en mettant en appliquâtes les connaissances acquises et les méthodes de calcul récentes, cela bien sûr en mettant en évidence les principes et techniques requises dans la conception des structures des bâtiments.

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple) composée d'un RDC + 12 étages qui sera implanté dans la wilaya de MOSTAGANEM , classée en zone II selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003)

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

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ROBOT BAT.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (Robot).

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

Bibliographie

Règlements :

- 📖 *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)*
- 📖 *BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-pierre Mogin)*
- 📖 *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)*
- 📖 *Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)*

Livre :

- 📖 *Calcul des ouvrages en béton armé (M.Belazoughi)*

Logiciels et programmes :

- *AUTOCAD 2017 (Dessin)*
- *ROBOBAT 2014 (Analyse des structures).*
- *RDM6 (les moment)*
- *World 2010 (Traitement de texte, calcul...etc)*
- *Excel2010 (les tableaux.calcul..etc)*