

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic public of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis–Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil engineering department



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en RDC+9
Etages+Sous Sol**

Présenté par:

- ADJAL Khadidja

- BENBOUALI Kaouther

Soutenue 14/07/2021 devant le jury composé de :

Président: Mr MALIKI Mustapha

Examineur: Mr BAHAR Sadek

Encadreur: Mr SADKI Nizar

Année Universitaire: 2020/ 2021

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice MONSIEUR SADKI Nizar pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemises, mon cher père « Larbi »

A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et, le soutien et le courage ... ma tendre mère « Sabria »

A mes chers frères :

Mohamed Ali et Nadir

A ma chère sœur : Hidaya

A toute ma famille et mes copines et collègues et mes cousines. Pour leur amour et soutien inconditionnel
Leur patience et leurs encouragements.

BENBOUALI Kaouther

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemises, mon cher père « Abd Elnabi »

A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience
et, le soutien et le courage ... ma tendre mère « Fatiha »

A mon frère : Fayçal

A ma chère sœur : Soumia

A toute ma famille et mes copines et
collègues. Pour leur amour et soutien inconditionnel
Leur patience et leurs encouragements.

ADJAL Khadidja

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un sous sol et un rez-de-chaussée comme parking, avec 9 étages à usage d'habitation. Ce bâtiment, est implanté à la wilaya de Mostaganem dans la commune de Kharrouba. La commune de Mostaganem est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa) Cette étude se compose de quatre parties :

- **La première partie** : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, Ensuite le pré dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.
- **La deuxième partie** : a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, poutre palière et l'acrotère).
- **L'étude dynamique de la structure** : a été entamée dans la troisième partie et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- **La dernière partie** : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres). Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91 révisée 99** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.

Mots clés : Bâtiment ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Summary

This project presents a detailed study of a building consisting of a basement and a ground floor as a parking lot, with 9 floors for residential use. This building is located in the wilaya of Mostaganem in the commune of Kharrouba. The municipality of Mostaganem is classified as a zone of medium seismicity (zone IIa) This study is made up of four parts:

- **The first part:** this is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements, then the pre-sizing of the elements and finally the lowering of the loads.
- **The second part:** was devoted to the secondary elements (the staircase, joists, landing beam and the parapet).
- **The dynamic study of the structure:** was started in the third part and in order to determine the various stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads).
- **The last part:** includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, columns, beams). This, taking into account the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Keywords: Building; RPA 99/2003 version; BAEL 91 revised 99.

Sommaire

Chapitre I : présentation de l'ouvrage	
1. Introduction	2
2. Présentation de l'ouvrage	2
3. Caractéristique géométrique	3
4. Conception de la structure	4
4.1 Ossature de l'ouvrage	4
4.2 Planche	4
4.2.1 Plancher corps creux	4
4.2.2 Dalle pleine en béton armé	5
4.3 Poutre	6
4.4 Poteaux	6
4.5 Maçonnerie	6
4.5..1 Murs extérieurs	6
4.5..2 Murs intérieurs	6
4.6 Escalier	6
4.7 Les revêtements	7
4.8 Acrotère	7
4.9 Fondation	7
5. Caractéristique mécanique des matériaux	7
5.1.1 Béton	7
5.1.2 Résistance caractéristique à la compression	7
5.1.3 Résistance caractéristique à la traction	7
6. Contraintes limites	7
6..1 Acier	8
6..2 Contraintes	8
7. Etude et analyse de la structure	9

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure

1.	Introduction	10
2.	Descente de charge	10
2.1	Charge permanente	10
2.1.1	Plancher terrasse	10
2.1.2	Plancher à dalle	10
2.2	Surcharge d'exploitation	10
3.	Pré-dimensionnement des poutres	11
2.1	Poutres principales	11
2.2	Poutres secondaires	11
4.	Pré-dimensionnement des planchers	12
4..1	Plancher à corps creux	13
4..2	Plancher à dalle pleine	13
5.	Pré-dimensionnement des poteaux	14
6.	Pré-dimensionnements des voiles	19
6..1	Voiles de contreventement	19
6..2	Voile périphérique	20
Chapitre III : étude d'un plancher		
1	Introduction	21
2	Plancher à dalle pleine	21
2.1	Evaluation des charges et combinaisons fondamentales	21
2.2	Calcul des moments fléchissant	25
2.3	Calcul du ferrailage de la dalle pleine	26
2.4	Vérification des efforts tranchants	30
2.5	Vérification de la flèche	31
3	Etude du plancher à corps creux	36
3.1	Détermination des dimensions des poutrelles	36
3.2	Ferrailage de la dalle de compression	37

3.3 Etude des poutrelles	38
3.3.1 Méthode de Caquot minore	41
3.3.2.1. Application de la méthode Caquot	46
3.3.2 Détermination des armatures	47
3.3.3 Calcul des armatures transversales	59
3.3.4 Vérification de la flèche	61
Chapitre IV : étude des éléments secondaire	64
1 Introduction	
2 Acrotère	64
2.1 Vérification de l'effort due au séisme	65
2.2 Calcul des sollicitations	66
2.3 Calcul de ferrailage	70
2.4 Vérification des contraintes de cisaillement	71
3 Etude des escaliers	71
3.1 Définition	71
3.2 Elément constitutif	73
3.3 Pré-dimensionnement	74
3.3.1 Descente de charges	76
3.3.2 Détermination des armatures longitudinales	77
3.3.3 Calcul des armatures transversales	79
3.3.4 Dessin de ferrailage	79
4 Détermination des armatures paillasse porteuse	79
4.1 Calcul de ferrailage	83
4.2 Vérification des contraintes de cisaillement	86
4.3 Dessin de ferrailage	86
Chapitre V : étude sismique	
1 Introduction	87
2 Choix de la méthode de calcul	87
2.1 Méthode statique équivalente	87
2.2 Méthode dynamique	88

3	Etapes de modélisation	88
4	Interprétation des résultats	90
4.1	Vérification le résultat des forces sismique	90
4.2	Spectre de réponse de calcul	92
4.3	Période et facteurs de participation modaux	94
4.4	Nombre de modes à considérer [rpa99 version2003/4.3.4]	94
4.5	Vérification de la période [RPA version2003/4.2.4.4]	94
4.6	Calcul et vérification des déplacements	95
4.7	Justification vis-à-vis de l'effet p- δ [rpa99 version2003/5.9]	96
5	Conclusion	98
Chapitre VI : étude des voiles		
1	Introduction	99
2	Ferraillage des voiles	99
2.1	Description relative aux armatures des voiles	99
2.2	Dispositions constructives des armatures	99
2.3	Ferraillage minimal	99
2.4	Vérification au flambement	100
2.5	Vérification de l'effort tranchant et calcul des armatures horizontal	100
2.6	Espacement minimal des armatures horizontales	100
3	Détermination des voiles de contreventements	101
3.1	Calcul du ferraillage	101
Chapitre VII : étude portique		
1	Introduction	103
2	Etudes des poutres	103
2.1	Combinaisons des charges	103
2.3.1	Vérification des règlements	103
2.2	Exemple de calcul	105
2.4.1	Calcul des armatures longitudinales	105
2.4.2	Condition imposé par	106
2.4.3	Longueur de recouvrement	106

3	Etude des poteaux	108
3.1	Définition	108
3.2	Principe de calcul	108
3.3	Armatures longitudinale	108
3.4	Armatures transversales	109
3.5	Exemple de calcul	111
3.5.1	Calcul des armatures	111
4	Dessin de ferrailage	116
Chapitre VIII : étude d'infrastructure		
1	Introduction	117
2	Etude du radier	118
2.1	Généralité	118
2.2	Pré-dimensionnement	119
3	Détermination de la sollicitation	123
4	Ferrailage du radier	128
5	Ferrailage du débordement	138
6	Armatures transversales	140
7	Ferrailage des poutres	141
7.1	Charge équivalente	141
7.2	Détermination des armatures (poutre principale) :	143

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Annexe I : Plans Architecture

Annexe II : Plans de Ferrailage

Annexe III : Sections Réelles D'Armatures

Les figures

Chapitre I :	02
Figure I.1 : Façade principale	
Figure I.2 : Vue en plan d'un étage courant	03
Figure I.3 : Plancher corps creux	04
Figure I.4 : Plancher dalle pleine	04
Figure I.5 : Poutre en béton armé	04
Figure I.6 : Poteau	05
Chapitre II	11
Figure II.1 : Dimension des poutres	
Figure II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	12
Figure II.3 : Dimension d'un panneau de dalle	13
Figure II.4 : Section réduite du béton	14
Figure II.5 : Schéma de la loi de dégression	15
Figure II.6 : Surcharge afférant du poteau le plus sollicité	16
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation	19
Figure II.8 : coupes des voiles en plan	20
	23
Chapitre III :	
Figure III.1 : Moment en travée et en appuis (panneau continus)	
Figure III.2 : Moment en travée et en appuis (panneau de rive dont deux appuis)	23
Figure III.3 : Moment en travée et en appuis (panneau de rive dont un seul appui)	24
Figure III.4 : Coordonnées de centre de gravité	33
Figure III.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	36
Figure III.6 : Section de calcul d'un plancher à corps creux	36
Figure III.7 : Section de calcul	37
Figure III.8 : Schéma statique des poutrelles	40
Figure III.9 : Définition des moments	40
Figure III.10 : Moments sur appuis intermédiaire	41

Figure III.11 : Schéma statique de la poutrelle	42
Figure III.12.1 : Diagramme des moments fléchissant	44
Figure III.12.2 : Diagramme des efforts tranchants	45
Figure III.13.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 2	45
Figure III.13.2 : Diagramme des efforts tranchants de type 2	45
Figure III.14 : Représentation de la méthode de Caquot	46
Figure III.15.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 3	55
Figure III.15.2 : Diagramme des efforts tranchants de type 3	55
Figure III.16 : Section de calcul en travée	57
Figure III.17 : Section de calcul en appui	58
Figure III.18.a : Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive	59
Figure III.18.b : Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire	59
Figure III.19 : Ferrailage de poutrelle	61
Figure III.20 : Coordonnées de centre de gravité	62
Chapitre IV :	65
Figure IV.1 : Dimension de l'acrotère	
Figure IV.2 : Section de calcul	66
Figure IV.3 : Sollicitation par rapport armatures tendues	66
Figure IV.4 : Position de centre de pression	68
Figure IV.5 : Vue en plan de la cage d'escalier	71
Figure IV.6 : Les éléments d'escalier	72
Figure IV.7 : Schéma de la paillasse	73
Figure IV.8 : Schéma de la marche porteuse	75
Figure IV.9 : Schéma de la marche	76
Figure IV.10 : Section de calcul de la marche	76
Figure IV.11 : Ferrailage de la marche	79
Figure IV.12 : Schéma statique de la paillasse	79
Figure IV.13 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants E.L.U	81

Figure IV.14 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants E.L.S	83
	86
Figure IV.15 : Ferrailage de la paillasse	
Chapitre V :	89
Figure V.1 : Interface du ROBOT BOT	
Figure V.2 : Spectre de réponse	93
	100
Chapitre VI :	
Figure VI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	
Figure VI.2 : Sollicitations sur les voiles	101
Chapitre VII :	108
Figure VII.1 : Sollicitation sur les poteaux	
Figure VII.2 : La zone nodale	109
Figure VII.3 : Section de calcul	111
Figure VII.4 : Ferrailage des poteaux (45*45)cm ²	116
	118
Chapitre VIII :	
Figure VIII.1 : Schéma du radier général	
Figure VIII.2 : Radier	119
Figure VIII.3 : dimension du radier	121
Figure VIII.4 : Dimension de la poutre	122
Figure VIII.5 : Schéma des contraintes du sol	126
Figure VIII.6 : Schéma du panneau de la dalle	129
Figure VIII.7 : Enrobage	129
Figure VIII.8 : Section de calcul dans le sens x-x	130
Figure VIII.9 : Section de calcul dans le sens y-y	130
Figure VIII.10 : Schéma statique du débord	138
Figure VIII.11 : Section de calcul	138
Figure VIII.12 : Distribution des charges	141
Figure VIII.13 : Distribution des charges sur les poutres principales	142
Figure VIII.14 : Distribution des charges sur les poutres secondaires	143

Figure VIII.15 : Dimension de la poutre	143
Figure VIII.16 : section de calcul en travée	144
Figure VIII.17 : Section de calcul en appui	146

Les tableaux

Chapitre II :	10
Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse	
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher étage courant	10
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher à dalle pleine	11
Tableau II.4 : Récapitulatif des sections des poutres	12
Tableau II.5 : Récapitulatif des dimensions des dalles pleines	13
Tableau II.6 : Récapitulatif de la dégression de charges	16
Tableau II.7 : Récapitulatif de vérification des conditions de RPA (version2003)	18
Tableau II.8 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement	19
Chapitre III :	26
Tableau III.1 : Récapitulatif des moments fléchissant	
Tableau III.2 : Récapitulatif de la sollicitation maximale	26
Tableau III.3 : Récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants	56
Chapitre V :	92
Tableau V.1 : Valeurs des pénalités Pa	
Tableau V.2 : Période et facteur de participation massique	94
Tableau V.3 : Récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher	96
Tableau V.4 : Vérification de l'effort P	97
	104
CHAPITRE VII :	
Tableau VII.1 : Récapitulatif des moments fléchissant et des efforts normaux	
Tableau VII.2 : Récapitulatif des ferraillements des poutres	107
Tableau VII.3 : Récapitulatif des moments fléchissant	111
Tableau VII.4 : Récapitulatif des ferraillements des poteaux	115
Chapitre VIII :	123
Tableau VIII.1 : Dimension des poutres	
Tableau VIII.2 : Récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées	129
Tableau VIII.3 : Moment et choix des armatures	138
Tableau VIII.4 : Récapitulatif des sollicitations	143
Tableau VIII.5 : Récapitulatif des sollicitations et choix des armatures	148

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrage de construction d'infrastructure urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement .

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

L'Algérie comme d'autres pays méditerranéens est exposée à une activité sismique importante. Cette dernière peut causer des dégâts importants surtout dans le cas d'une construction d'une grande hauteur. Pour cela, il faut suivre les normes et appliquer les règles parasismiques pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment.

A cet effet, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple comportant un sous-sol, un RDC et 09 étages réalisé à Mostaganem.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres:

- Le premier chapitre, consacré pour les généralités;
- Le deuxième chapitre, aborde le pré dimensionnement des éléments structuraux;
- Le troisième chapitre, pour l'étude des planchers;
- Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires;
- Le cinquième chapitre, pour l'étude sismique;
- Le sixième chapitre, pour l'étude des portiques;
- Le septième chapitre, pour l'étude des voiles;
- Le huitième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I

I.1. Introduction

L'étude d'une structure en béton armé à usage multiple d'habitation ou commercial est une étape clé et un passage primordial dans l'acte de la construction des ouvrages quelconque, elle nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Cette étude a pour but de mettre en œuvre nos connaissances acquises durant tout notre cursus universitaire. L'ouvrage en question consiste à étudier et à calculer tout les éléments structuraux d'une tour en béton armé composé d'un sous sol et un rez-de-chaussée comme parking, avec 10 étages à usage d'habitation.

Ce chapitre a pour but de donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage présent consiste à étudier et à calculer les éléments structuraux d'une tour en béton armé de R+9 à usage d'habitation qui contient F3 et F4 LPA.

Constitué de :

- Un sous-sol utilisé comme un parking.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Du 1^{er} au 09^{ème} étage à usage d'habitation.

Ce bâtiment, est implanté à la wilaya de Mostaganem dans la commune de Kharrouba. D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) la commune de Mostaganem est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa), puisque cette ouvrage est à usage d'habitation collective et sa hauteur ne dépasse pas les 48 m, donc il sera classé dans le groupe « 2 » selon la classification du RPA 99 (Article 3.2), et d'après l'étude du sol, il sera bâti sur un sol très meuble (site 04).

La stabilité de cette structure est assurée par des portiques et contreventé par des voiles porteurs dans les deux sens. Pour la conception de ce projet on utilisera les règles B.A.E.L91 et R.P.A 99.

I.3. Caractéristiques géométriques :

- Longueur en plan : 29.40 m.
- Largeur en plan : 19 m.
- Hauteur du sous-sol: 3.06 m.
- Hauteur du RDC et étages courants : 3.06 m.
- Hauteur Total : 31.80 m.



Figure I.1 : Façade principale.

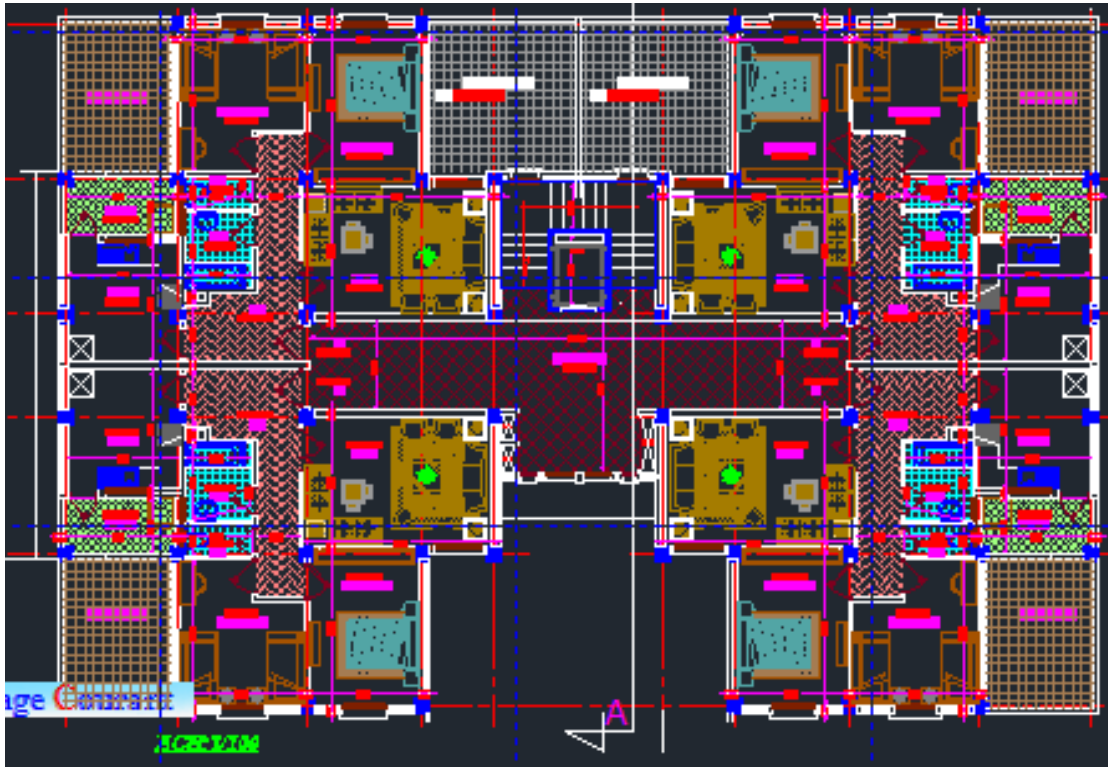


Figure I.2: Vue en plan d'un étage courant.

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, On distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

1.4.2.1. Planchers en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

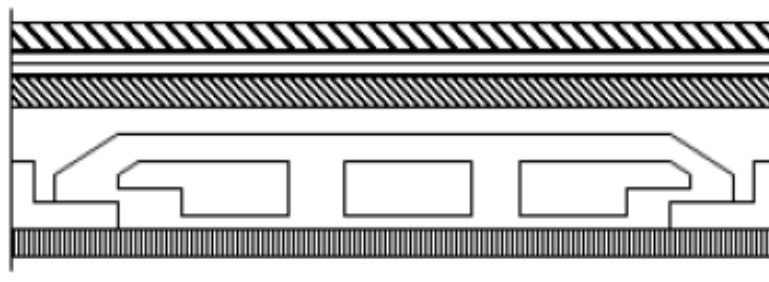


Figure I.3 : Plancher corps creux.

1.4.2.2. Dalle pleine en béton armé:

Pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

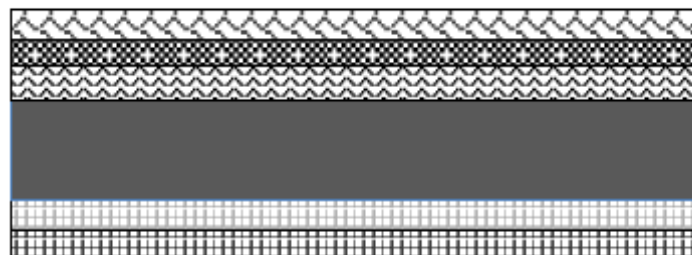


Figure I.4 : Plancher dalle pleine.

I.4.3. Poutres :

Structure porteuse horizontale en béton armé destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui, elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis, et il existe deux types de poutre:

- Poutre principale
- Poutre secondaire.

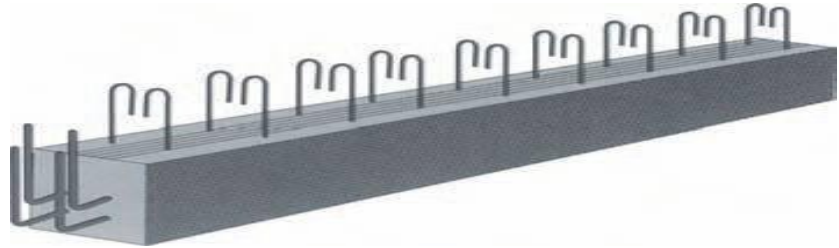


Figure I.5 : Poutre en béton armé.

I.4.4. Poteaux :

Un poteau est un élément de structure sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

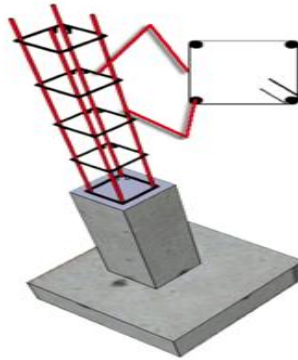


Figure I.6 : Poteau.

I.4.5. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

I.4.5.1. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

I.4.5.2 - Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

I.4.6. Escalier :

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée de trois volées et un palier intermédiaire.

I.4.7. Les Revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Un carrelage de 2cm pour les planchers et les escaliers
- l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

I.4.8. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.9. Fondation :

Les fondations d'un ouvrage sont des éléments constitutifs qui assurent la transmission des efforts au sol.

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes
- Les semelles isolées
- Les radiers

Dans la structure étudiée, on utilisera des radiers..

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.5.1. Béton :**

Le béton est un mélange composé de granulats, sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour modifier les propriétés.

- Le béton est dosé à 350 kg/m^3 .
- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

- résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 20\text{MPa}$

I.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction:

- résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 1.8\text{MPa}$

I.6. Contraintes limites:**➤ Etat Limite Ultime :**

- Résistance de calcul :

$$\sigma_b = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 11.33 \text{ MPA en (SD) et } 14.78 \text{ MPA en (SA).}$$

SD : situation durable

SA : situation accidentelle.

- Contrainte ultime de cisaillement :

$$\tau_u = V / b.d \leq \tau_u \text{ avec}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \{ \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \text{ si fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA}) \text{ si fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

- Coefficient de poisson :

$$\mu = 0 \text{ (béton fissuré).}$$

➤ Etat Limite Service :

- **Contrainte admissible de compression :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 12\text{MPa}$$

- **Le module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{ij} = 29858.59\text{MPa}$$

- **Coefficient de poisson :**

$$\mu = 0,2 \text{ (béton non fissuré).}$$

I.6.1. Acier:**Type d'aciers utilisés :**

* Ferrailage longitudinal de nuance FeE400 et Les diamètre utilisée : 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25.

* Ferrailage Transversal de nuance FeE215 ou FeE235 pour cadres ; épingles et trier.

* Dalle flottante et de compression : treillis soudés Ø 6 TEL520.

* module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5$ MPA.

I.6.2. Contraintes:

➤ **Etat Limite ultime:**

- **contrainte de calcul:**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$\gamma_s = 1,15$ → en situation durable et transitoire FeE400 ($\sigma_s = 348$ MPA) (**artA4.3.41**)

$\gamma_s = 1$ → en situation accidentelle ($\sigma_s = 400$ MPA) (**artA4.3.2**)

➤ **Etat Limite Service :**

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \{ 2 f_e / 3 ; 110 \eta f_{t28} \}$

Fe E 400 : $\sigma_s = 202$ MPA ($\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence HA).

I.7. Etude et analyse de la structure :

L'étude de comportement de la structure de l'ouvrage a été menée par le logiciel ROBOT BAT après introduction des données nécessaires.

Le logiciel convertit le chargement introduit de la structure en masse, en prenant la totalité des charges permanentes et poids propre ainsi que 20 % des surcharges pour notre cas.

Ensuite il calcule la masse de chaque niveau, le centre de masse et le centre de rigidité et il tient compte aussi de l'excentricité.

CHAPITRE II

II. Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure.

II.1. Introduction:

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé Pré-dimensionnement. Il sera fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et RPA99 (version 2003)

BAEL91, tout en respectant l'économie et la sécurité.

II.2.Descente de charge :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et Les charges réglementaires sont :

Les charges permanentes qui représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

Les charges d'exploitations ou surcharges qui sont des charges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

G : Charges permanentes : Surcharges d'exploitations.

II.2.1 Charge Permanente :

II.2.1.1. Plancher terrasse :

❖ **Tableau II.1** : charge permanente du plancher terrasse

Plancher	ρ	G (daN/m ²)
1. Gravillon de Protection (4 cm).	(20daN/m ² /cm)	80
2. Etanchéité Multicouche (2 cm).	(6daN/m ² /cm)	12
3. Béton en Forme de Pente ($H_{moy} = 11$ cm)	(22daN/m ² /cm)	242
4. Isolation thermique (4cm)	(10daN/m ² /cm)	40
5. Corps Creux+dalle de compression (16+4).	/	280
6. Enduit au ciment ($e_p=1.5$ cm)	(18daN/m ² /cm)	27
		Gt = 681

II.2.1.2. Plancher courant :

❖ **Tableau II .2** : charge permanente du plancher étage courant.

Plancher	ρ	G (daN/m ²)
1. Cloison légère	/	75
2. Carrelage + sable + mortier de pose	/	104
3 - corps Creux+dalle de compression ($e_p = 16+4$) cm	/	280
4. - Enduit au ciment ($e_p = 1,5$ cm)	(18daN/m ² /cm)	27
		Gt =486

II.2.1.3. Plancher à dalle pleine (plancher haut du sous-sol) :❖ **Tableau II.3 :** charge permanente du plancher à dalle pleine

Matériaux	ρ	G (daN/m ²)
Carrelage + sable + mortier de pose	/	104
Dalle pleine en béton armé (16 cm)	2500daN/m ³	400
Enduit au ciment (1 .5cm)	/	27
Cloisons légères	/	75
		Gt =606

II.2.2. Surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

Q = 100 daN/m²terrasse non accessible.Q = 150 daN/m²étage courant.Q = 250 daN/m²RDCQ=250 daN/m²sous-sol**II.3.Pré-dimensionnement des poutres:**

Le pré dimensionnement des poutres est basé essentiellement sur le critère de rigidité qui donnée comme suit :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

-L : la portée de la poutre.

-h : la hauteur de la poutre.

-b : la largeur de la poutre.

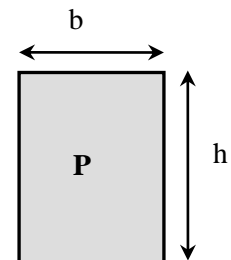


Fig. II.1: dimension des poutres

❖ **Condition imposées par le RPA99version 2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm (Article 7.5.1 RPA99).}$$

II.3.1.Poutres principales :

$$L_{\max} = 420\text{cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Leftrightarrow 28 \leq h \leq 42$$

On prendra : h = 40 cm et b = 30 cm.

II.3.2.Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 360\text{cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Leftrightarrow 24 \leq h \leq 36$$

On prendra : h = 35 cm et b = 30 cm.

Vérification des conditions imposées par l’RPA 99(version 2003) :

- b = 30 cm > 20 cm..... Condition vérifiée.
- h = 40 cm > 30 cm..... Condition vérifiée.
- h / b = 1,3 < 4 Condition vérifiée

❖ **Tableau II.4** : Tableau récapitulatif des sections des poutres;

Poutres principales de dimension (b×h) en [cm ²]	Poutres secondaires de dimension (b×h) en [cm ²]
(30×40)	(30×35)

II.4.Pré-

dimensionnement des planchers:

On distingue deux types de planchers à utiliser :

Planchers à corps creux et

Planchers à dalle pleine.

II.4.1.Plancher à corps creux:

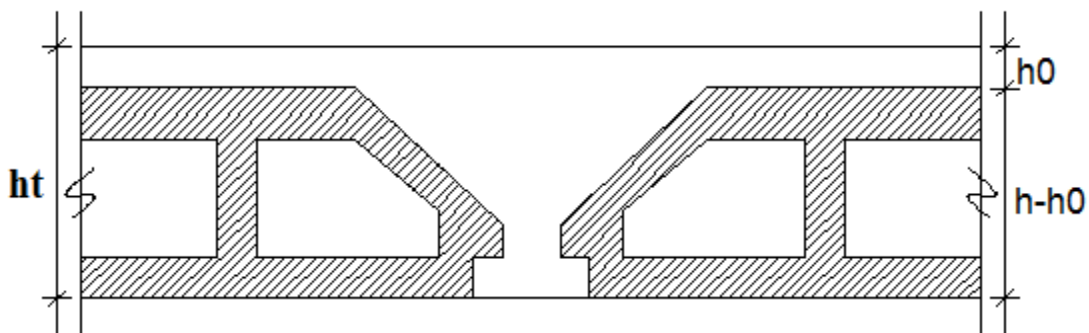


Fig. II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher;

h₀ : Hauteur de la dalle de compression et

(h_t-h₀) : Hauteur du corps creux.

La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante:

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

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

$$L_{\max} = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{25} \leq h_t \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 16.8\text{cm} \leq h_t \leq 21\text{cm}$$

⇒ On prendra: h_t = (16+4) cm = 20cm

II.4.2.Plancher à dalle pleine :

Condition de résistance à la flexion :

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 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \text{ et} \\ \text{La charge doit être uniformément répartie.} \end{array} \right.$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 \leq \rho \leq 1 \\ \text{et La charge est uniformément répartie ou bien} \\ \text{Dalle soumise à une charge concentrée} \\ \text{quel que soit la valeur de } \rho . \end{array} \right.$$

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

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle et

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\begin{array}{l} -L_x = 1.80m \\ -L_y = 3.40m \end{array} \quad \rho = \frac{180}{340} = 0.53 \geq 0.4$$

Donc la dalle

porte suivant les deux sens $\Rightarrow 3.6 \leq h_d \leq 6.8cm$

$$\Rightarrow h_d = 6cm$$

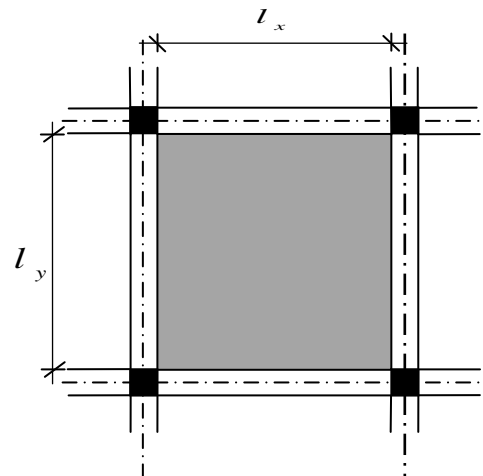


Fig. II.3: Dimensions d'un panneau de dalle

❖ **Tableau II.5:** Tableau récapitulatif des dimensions des dalles pleines

l_x [cm]	l_y [cm]	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	Sens de dalle
180	340	0.53	02 sens

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

- **Condition d'isolation acoustique:**

Contre les bruits aériens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow h_d = 14cm.$

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

- **Condition de Résistance au feu :**

$h_d = 7cm \Rightarrow$ pour une heure de coupe de feu.

$h_d = 11cm \Rightarrow$ pour deux heures de coupe-feu.

$h_d = 17,5 cm \Rightarrow$ pour un coupe-feu de quatre heures

Conclusion :

Pour satisfaire les conditions de l'isolation acoustique et garantir la sécurité en matière d'incendie pour deux heures de coupe de feu, on prend l'épaisseur de la dalle pleine égale à : $h_d = 16\text{cm}$.

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré dimensionnement ; on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée, les règles CBA93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton, puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance et les conditions du RPA ainsi que la condition de flambement (stabilité).selon les règles (CBA93/B,8,1,1)

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

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

$$B_r = (a - 2) (b - 2). \quad a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime est :

- 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 ; $f_e = 400\text{MPa}$);

A : Section d'armature à mettre en place et

α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ

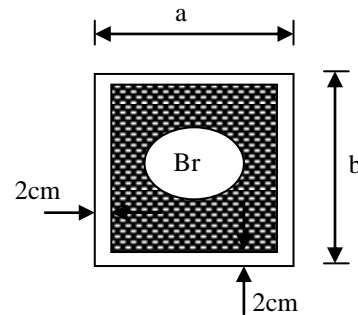


Fig. II.4 : Section réduite du béton

$$\text{si } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \frac{0.85}{\lambda}$$

$$\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2\right]} = 0.71$$

❖ Remarque:

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prend $\lambda = 35$.

α est divisé par un coefficient (réduction complémentaire) qui est égale à :

-1.1 : Quand plus que la moitié des charges est appliquée avant 90jours ?

-1.2 : Quand plus que la moitié des charges est appliquée avant 28jours ?

Dans notre cas les charges sont appliquées après 90jours on prend le coefficient complémentaire =1. (Art B 8.4.1 BAEL91).

❖ Critère de résistance (BAEL91) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \cdot \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)}$$

D'après les règles **BAEL 91** on prendra : $A/Br = 1\%$

$$B_r \geq \frac{N_u}{0.71 \cdot \left(\frac{20}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{400}{100 \cdot 1.15} \right)} \Rightarrow B_r = 0.0077 \cdot N_u$$

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.

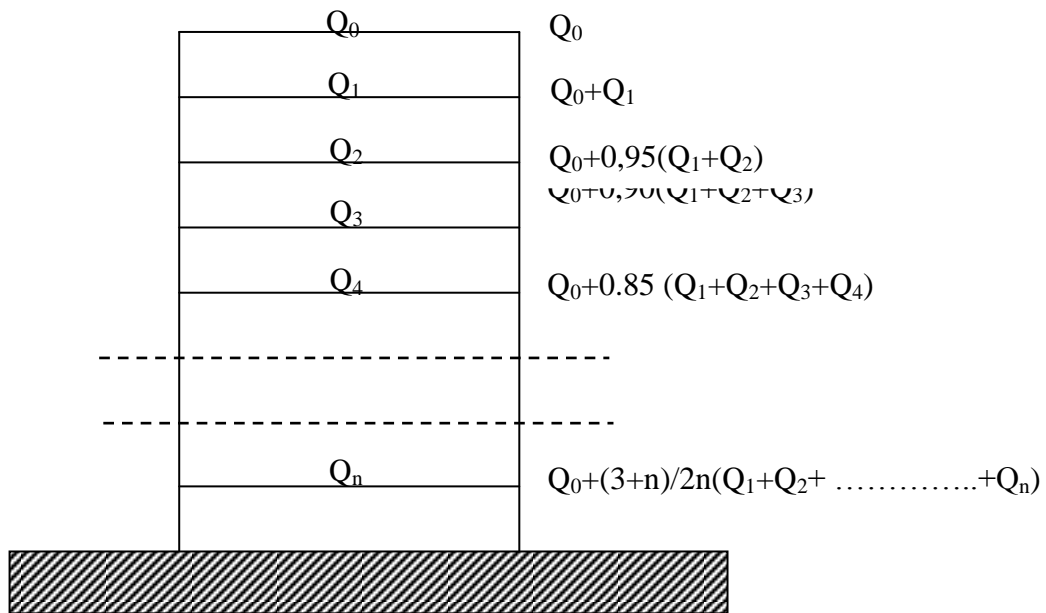


Fig. II.5: Schéma de la loi de dégression

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

La condition pour l'utilisation de la loi de dégression :

Bâtiment à nombre d'étages strictement supérieur à 5, soient :

$Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur la terrasse

$Q_1 = 150 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur les planchers à usage d'habitation.

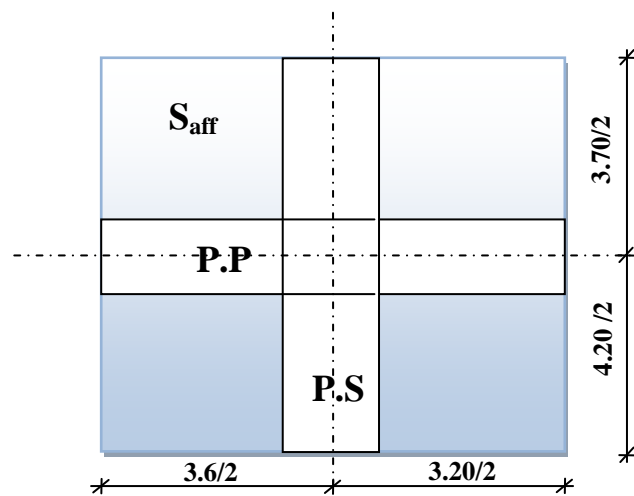
$Q_2 = 250 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur les planchers RDC.

$Q_3 = 250 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur les planchers sous-sol

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de la dégression de charges :

Etages	P [daN/m ²]	G [daN/m ²]
10 ^{ème} étage	100	681
9 ^{ème} étage	250	1167
8 ^{ème} étage	385	1653
7 ^{ème} étage	505	2139
6 ^{ème} étage	610	2625
5 ^{ème} étage	700	3111
4 ^{ème} étage	775	3597
3 ^{ème} étage	846	4083
2 ^{ème} étage	916	4569
1 ^{ème} étage	1005	5055
RDC	1075	5661
sous-sol	1316	6267

Détermination de la surface afférente :

**Fig. II.6** : surcharge afférant du poteau le plus sollicité

La longueur afférente de la poutre principale : $L_{\text{aff-pp}} = 3.95\text{m}$.

-La longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{\text{aff-ps}} = 3.4\text{m}$.

Détermination de l'effort normal ultime N_u :

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35N_g + 1.5N_q) \times S_{\text{aff}}$$

$$P_{\text{pp}} = 2500 \times h_{\text{pp}} \times b \times L_{\text{aff-pp}}$$

$$P_{\text{ps}} = 2500 \times h_{\text{ps}} \times b \times L_{\text{aff-ps}}$$

Avec :

n : nombre de planchers.

N_g : Effort normal dû aux charges permanentes et

N_q : Effort normal dû aux charges d'exploitation.

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

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire).

Exemple de calcul :(Poteau du 8^{ème} étage)

- La surface afférente du poteau le plus défavorable :

$$S_{\text{aff}} = (4.20/2 + 3.70/2) \times (3.6/2 + 3.20/2) = 13.4 \text{ m}^2$$

- Poids propre de poutres principales et secondaires :

$$N_{\text{pp}} = 2500 \times 0.30 \times 0.40 \times 3.95 = 1185 \text{ daN}$$

$$N_{\text{ps}} = 2500 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.4 = 893 \text{ daN}$$

- Poids propre total des poutres principales et secondaires :

$$N_{\text{pt}} = N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}} = 2078 \text{ daN} \quad \text{avec } n=3$$

$$N_p = 1.35 \times N_{\text{pt}} \times n = 1.35 \times 2078 \times 3 = 8415.9 \text{ daN}$$

- Poids propre de plancher :

$$G_{\text{cumulé}} = 1653 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 385 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G_{\text{cumulé}} + 1.5P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}} = (1.35 \times 1653 + 1.5 \times 385) \times 13.4$$

$$N_{\text{plancher}} = 37641.27 \text{ daN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_p = 37641.27 + 8415.9 = 46057.17 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times 46057.17 = 52965.7455 \text{ daN}$$

- La section réduite du poteau :

$$B_r = 0.0077N_u = 0.0077 \times 52965.7455 = 407.83 \text{ cm}^2$$

$$(a-2) \cdot (b-2) = 407.83 \text{ cm}^2$$

On prendra $a=35 \text{ cm}$ donc $b=35 \text{ cm}$

La Section du poteau au niveau de 8^{ème} étage est : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

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

$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ (zone IIa) ;Condition vérifiée

$\text{Min}(a, b) \geq (h_e/20) \rightarrow [(h_e/20) = (266/20) = 13.3] \rightarrow 30 > 13.3$..Condition Vérifiée

$1/4 < (a/b)$Condition vérifiée

❖ Condition de flambement :

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b.$$

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 et

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples, on a :

$$L_f = 0.7 \times L_0;$$

Avec : L_0 : Longueur libre du poteau.

Tableau II.7: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)

Niveau	Poteaux	b	A	Condition (1) $\min(a,b) \geq 25$	$h_e / 20$	Condition (2) $\min(a,b) \geq h_e/20$	$\frac{a}{b}$	Condition (3) $1/4 < a/b < 4$
9 ^{ème} étage	30x30	30	30	vérifiée	13.1	Vérifiée	1	vérifiée
8 ^{ème} étage				vérifiée	13.1	Vérifiée	1	vérifiée
7 ^{ème} étage				vérifiée	13.1	Vérifiée	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	35x35	35	35	vérifiée	13.1	Vérifiée	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage				vérifiée	13.1	Vérifiée	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	40x40	40	40	vérifiée	13.1	Vérifiée	1	Vérifiée
3 ^{ème} étage				vérifiée	13.1	Vérifiée	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage	45x45	45	45	vérifiée	13.1	Vérifiée	1	Vérifiée
1 ^{er} étage				vérifiée	13.1	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC	50x50	50	50	vérifiée	16.5	Vérifiée	1	Vérifiée
Sous-sol				vérifiée	13.1	Vérifiée	1	Vérifiée

Tableau II.8:Tableau récapitulatif de vérification de la condition de Flambement

niveau d'étage	section (axb)	b	a	L0 [cm]	L_r	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i	λ	$\lambda \leq 35$
9	30x30	30	30	306	214.2	67500	900	8,66	24.63	√
8		30	30	306	214.2	67500	900	8,66	24.63	√
7		30	30	306	214.2	67500	900	8,66	24.63	√
6	35x35	35	35	306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.21	√
5		35	35	306	214.2	125052.08	1225	10,10	21.21	√
4	40x40	40	40	306	214.2	125052.08	1600	11.54	18.56	√
3		40	40	306	214.2	125052.08	1600	11.54	18.56	√
2	45x45	45	45	306	214.2	341718.75	2025	12.99	16.49	√
1		45	45	306	214.2	341718.75	2025	12.99	16.49	√
RDC	50x50	50	50	374	261.8	762552.08	2500	15.88	16.49	√
sous-sol		50	50	306	214.2	762552.08	2500	15.88	13.49	√

I.6- Pré-dimensionnements des voiles :

II.6.1- Voiles de contreventement :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/Version 2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induits par la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99/Version 2003 sont considérés comme voiles des éléments satisfaisant la condition $L > 4a$ telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile

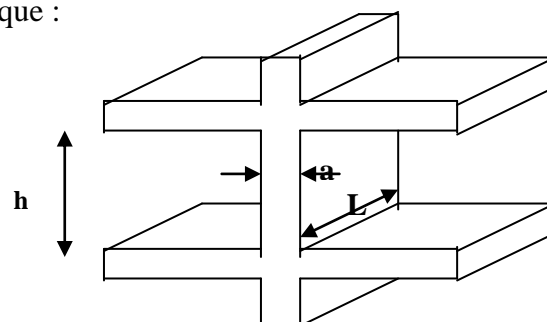


Fig. II.7 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon

Les Formules suivantes :

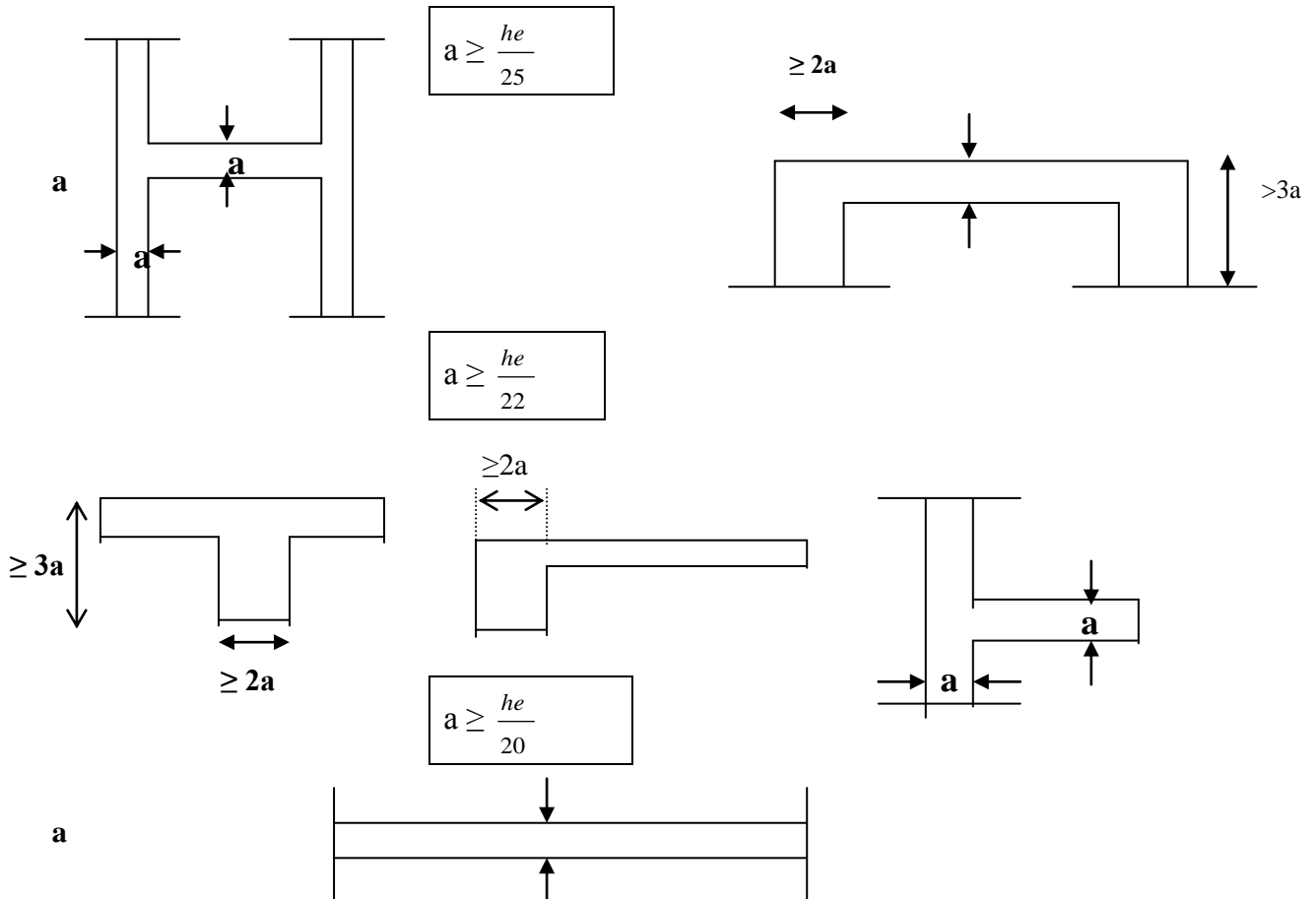


Fig. II.8 : Coupes des voiles en plan.

Les deux premiers cas ne sont pas recommandés, donc on admet le dernier cas ;

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

Donc on adoptera : $a = 20 \text{ cm}$

II.6.2- Voile périphérique :

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau de la structure et le niveau de fondation.

On adoptera : $a = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE III

Etude d'un plancher

III.1.Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2) Plancher à dalle pleine :

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

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

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 8\text{mm}$

• Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

$$c_x = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c_x = (10 + \frac{8}{2})\text{mm} = 14 \text{ mm} .$$

$$c_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c_y = (10 + 8 + \frac{8}{2})\text{mm} = 22\text{mm}$$

• Hauteur utile:

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

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

III.2.1) Evaluation des charges et combinaison fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; On a :

$$G=606\text{daN/m}^2 \quad Q=500\text{daN/m}^2$$

a) Combinaisons fondamentales :

Plancher haut sous-sol:

➤ Etat Limite Ultime :

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = 1.35 \times 606 + 1.5 \times 500 = 1568.1\text{daN/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur:

$$q_u = 1568.1 \times 1.00 = 1568.1\text{daN/ml}$$

➤ Etat Limite service :

$$\bar{q}_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = 606 + 500 = 1106 \text{ daN/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur:

$$q_s = 1106 \times 100 = 1106\text{daN/ml}$$

b) Calcul des sollicitations :

Etat limite Ultime :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

avec:

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\xi, \vartheta)$$

$$\xi = \frac{l_x}{l_y}$$

ϑ : coefficient de poisson.

$\vartheta = 0 \rightarrow$ état limite ultime (béton fissuré).

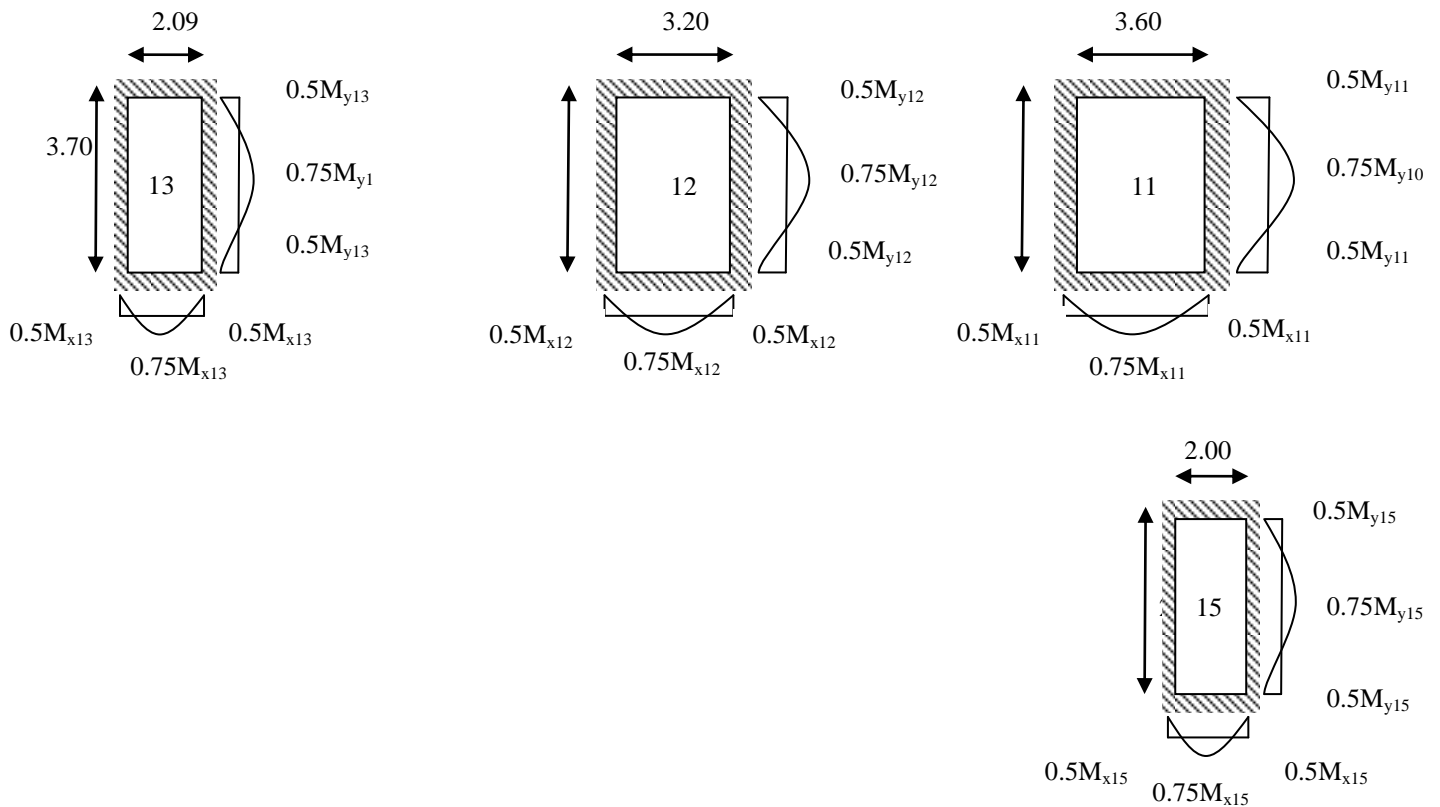
$\vartheta = 0.2 \rightarrow$ état limite service (béton non fissuré).

Etat limite Service :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

c) Mode d'encastrement :

➤ **Type(1) :** panneaux continus au-delà de leurs appuis



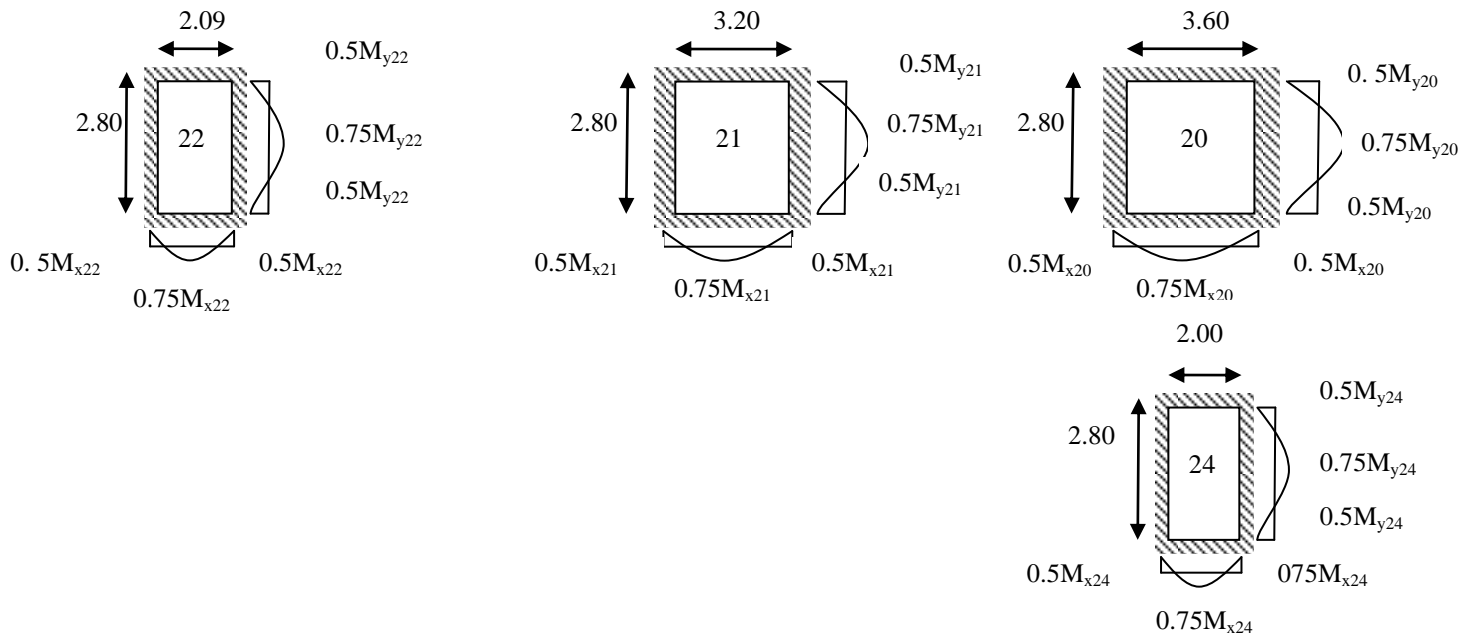


Figure III.1: moment en travée et en appuis (panneau continus au-delà de leurs appuis)

➤ **Type(2) :** panneaux de rive de deux appuis assurent un encastrement partiel

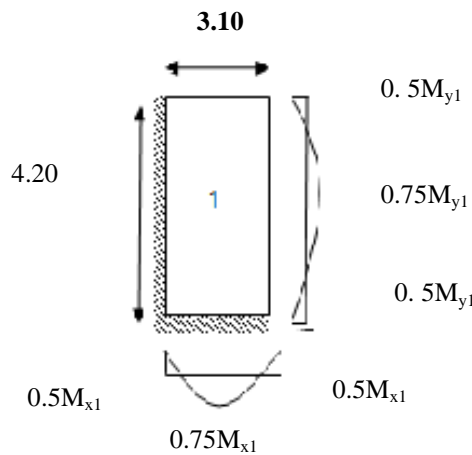


Fig.III.2 : moment en travée et en appuis (panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel)

➤ **Type(3) : panneaux continus au-delà de leurs appuis**

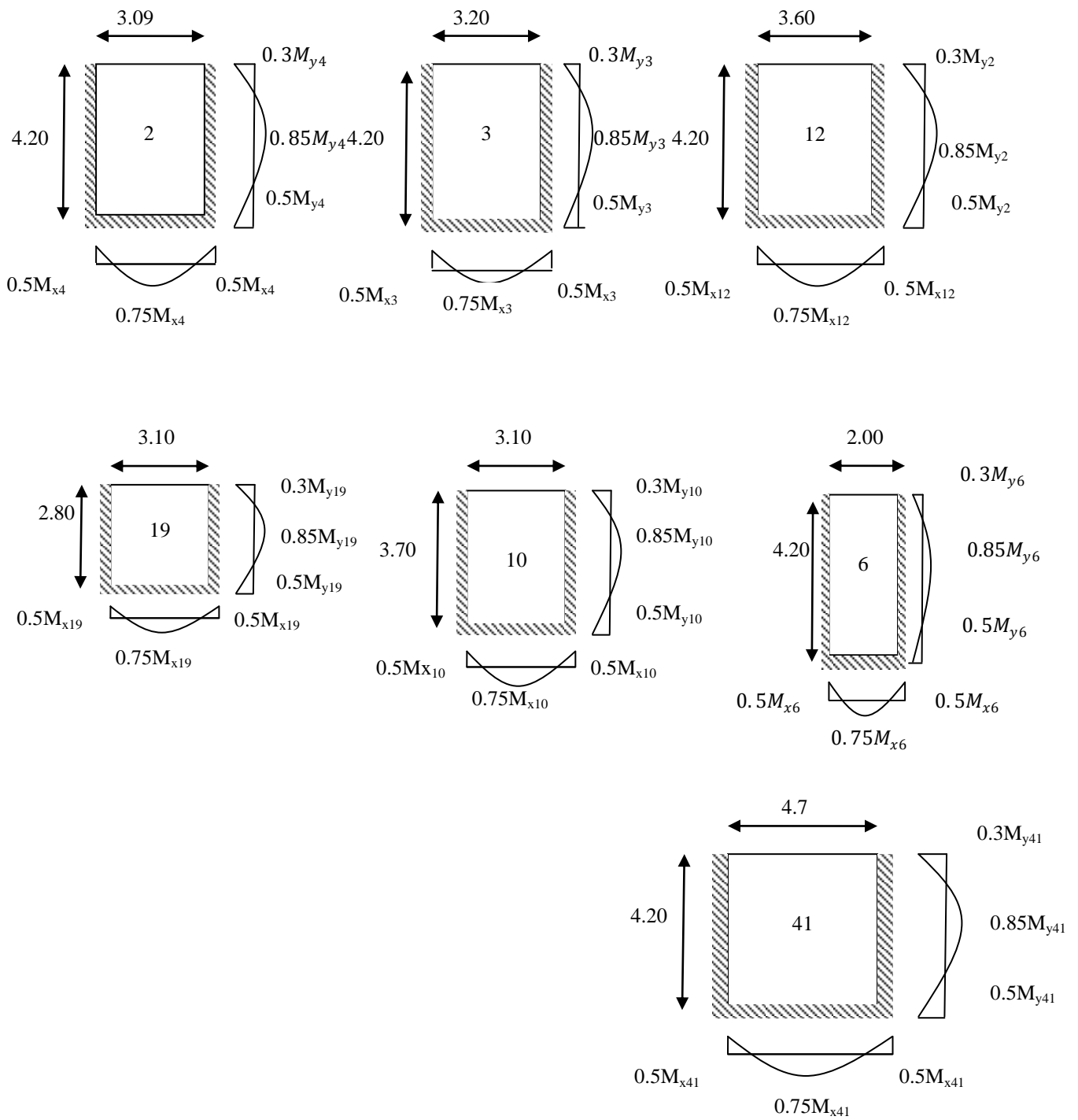


Fig. III. 3 : moment en travée et en appuis (panneau de rive dont un seul appui assurent un encastrement partiel)

III.2.2 calcul des moments fléchissant

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul détaillé (panneau p17)

$$L_x = 3.9\text{m}$$

$$L_y = 4.4\text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 \\ 0.4 < \rho < 1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{La dalle porte suivant} \\ \implies \text{Les deux directions} \end{array}$$

➤ Etat limite ultime:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \mu_x^u = 0.0466 \text{ et } \mu_y^u = 0.7635$$

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0466 \cdot 1568.1 \cdot (3.9)^2 = 1111.45 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0.7635 \cdot 1111.45 = 848.59 \text{ daN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{ty}^u = 0.75 \times M_y^u = 0.75 \times 848.59 = 636.44 \text{ daN.m}$$

$$M_{tx}^u = 0.85 \times M_x^u = 0.85 \times 1111.45 = 944.73 \text{ daN.m}$$

Moment en appui :**➤ Appuis intermédiaires :**

$$M_{aix}^u = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 1111.45 = -555.73 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy}^u = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 848.59 = -424.30 \text{ daN.m}$$

➤ Appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 848.59 = -254.58 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \mu_x = 0.0537 \text{ et } \mu_y = 0.8358$$

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0537 \cdot 1106 \cdot (3.9)^2 = 903.36 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y \cdot M_x^{\text{ser}} = 0.8358 \cdot 903.36 = 755.03 \text{ daN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 0.75 \times M_x^{\text{ser}} = 0.75 \times 903.36 = 677.52 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 0.85 \times M_y^{\text{ser}} = 0.85 \times 755.03 = 641.78 \text{ daN.m}$$

Moment en appui :➤ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{aix}^{ser r} = -0.5 \times M_x^{ser} = -0.5 \times 903.36 = -451.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy}^{ser} = -0.5 \times M_y^{ser} = -0.5 \times 755.03 = -377.52 \text{ daN.m}$$

➤ **Appui de rive :**

$$M_{ary}^{ser r} = -0.3 \times M_y^{ser r} = -0.3 \times 755.03 = -226.51 \text{ daN.m}$$

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant :

Etat		Moment (KN.m)		
		Sens	ELU	ELS
Appui	Mg	X-X	$-0.5M_{0x} = -555.73$	451.68
		Y-Y	$-0.5M_{0y} = -424.30$	377.52
	Md	X-X	$-0.3M_{0x} = -333.44$	271.01
		Y-Y	$-0.5M_{0y} = -424.30$	377.52
Travée	X-X	$-0.85M_{0x} = 944.73$	767.86	
	Y-Y	$-0.75M_{0y} = 636.44$	566.27	

Tableau III.2 : tableau récapitulatif de la sollicitation maximale :

Moment	M_{txu}	M_{txs}	M_{axu}	M_{axs}	M_{tyu}	M_{tys}	M_{ayu}	M_{ays}
Niveau	944.73	677.52	555.73	451.68	636.44	641.78	254.58	226.51

III.2.3) Calcul du ferrailage de la dalle plein :**a) Sens X-X :****a .1) En travée :**➤ **Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 9447.30 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9447.30}{11.33 \times 100 \times 14.6^2} = 0,039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9447.30}{348 \times 0.98 \times 14.6} = 1.9 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

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

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1.9 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

l'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

➤ Etat Limite Service :

$$M_{tx}^s = 6775.20 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{9447.3}{6775.2} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.4 > \alpha = 0.05$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

a.2) En appuis :

$$M_{ax}^u = 5557.3 \text{ N.m}$$

➤ Etat Limite Ultime**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5557.3}{11.33 \times 100 \times 14.6^2} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.884$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5557.3}{348 \times 0.884 \times 14.6} = 1.24 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

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

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

l'écratement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Choix des armatures :

$$4T10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

➤ Etat Limite Service :

$$M_{ax}^s = 4516.8 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5557.3}{4516.8} = 1.23$$

$$\frac{1.23 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.315 > \alpha = 0.029$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

b) Sens Y-Y :**b.1) En travée :****➤ Etat limite ultime :**

$$M_{ty}^u = 6364.4 \text{ Nm}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{6364.4}{11.33 \times 100 \times 13.8^2} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.037$$

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

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6364.4}{348 \times 0.985 \times 13.8} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

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

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

l'écratement des armatures : $e \leq \min(4h_d; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Choix des armatures :

$$4T10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(T10 \rightarrow e = 20 cm)

➤ Etat Limite Service :

$$M_{ty}^s = 6417.8 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{6364.4}{6417.8} = 1.$$

$$\frac{1 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.2 > \alpha = 0.046$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

b.2) En appuis :

$$M_{ay}^u = 4243 \text{ N.m}$$

➤ Etat Limite Ultime**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4243}{11.33 \times 100 \times 13.8^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_l = 1000 \varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4243}{348 \times 0.99 \times 13.8} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

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

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$M_{ay}^s = 3775.1$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{4243}{3775.1} = 1.12$$

$$\frac{1.12 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.26 > \alpha = 0.025$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.}$$

III.2.4. Vérification des efforts tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible.

T_u^{\max} : effort tranchant max.

Calcul de T_u^{\max} :

T_u^{\max} est calcul par la forme suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau (); avec :

Plancher haut sous-sol :

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{15.68 \times 3.9}{2} \times \frac{(4.4)^4}{(3.9)^4 + (4.4)^4} = 18.91 \text{ KN}$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{15.68 \times 3.9}{2} \times \frac{(4.4)^4}{(3.9)^4 + (4.5)^4} = 18.91 \text{ KN}$$

Donc : $T_u^{\max} = 18.91$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{18910}{100 \times 14.6 \times 100} = 0.13$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.00 \text{ MPa} \\ \text{Il ny a pas reprise de bétonnage} \end{array} \right\}$$

\Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.2.5) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

On fait vérifier pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{390} = 0.041$$

$$\frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.043$$

$$\text{Donc : } \frac{h_d}{l_x} < \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

➤ Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée ; on doit faire le calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (principe)

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_j \times I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$$

avec:

Δf_t : la flèche chetotale.

f_{gv} : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de longue durée d'application.

f_{ji} : la flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons(j) sous charge de longue durée d'application.

f_{pi} : la flèche maximale due aux charges totales($P = G + Q$) sous charge de faible durée d'application.

f_{gi} : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de faible durée d'application.

M : le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré.

L : la portée du panneau le plus défavorable.

E_i : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées.

E_v : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées

$$(E_v = \frac{1}{3} E_i).$$

$I_{f_i} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$: Le moment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées

$I_{f_v} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$: Le moment d'inertie, fictif pour les déformation de longue

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène (avec : $n=15$); par rapport à un passant par le C.D.G

❖ Calcul de la flèche:

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{max}}$$

➤ **Calcul des charges:**

g: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 606 \times 1.00 = 606 \text{ daN/m}_L$$

j: charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = (g-75) \times 1.00 = 531 \times 1.00 = 531 \text{ daN/m}_L$$

P: charge totale (p = G+Q):

$$P = (606+500) \times 1.00 = 1106 \text{ daN/m}_L$$

➤ **Calcul des moments fléchissant:**

$$M_{tg}^S = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0537 \times 606 \times (3.9)^2 = 420.72 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^S = 0.85 \times M_{tx}^j = 0.85 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0537 \times 531 \times (3.9)^2 = 368.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^S = 0.85 \times M_{tx}^p = 0.85 \times \mu_x \times p \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0537 \times 1106 \times (3.9)^2 = 767.85 \text{ daN.m}$$

• **Modules de déformations longitudinaux:**

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

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

Moment d'inertie de la section homogène:

I₀: Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité:

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

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.14 \times 14 \times 6}{100 \times 16 + 15 \times 3.14} = 8.19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.81 \text{ cm}$$

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

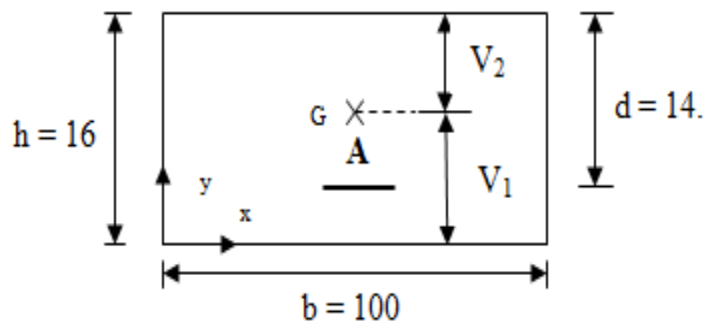


Fig.III.4: Coordonnées de centre de gravité

$$I_0 = \frac{100 \times 8.19^3}{3} + \frac{100 \times 7.81^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.81 - 1.4)^2 = 36126.34 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:

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

$$\rho_1 = 100 \quad \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3.14}{100 \times 14.6} = 0.215 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.925$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4207.2}{3.14 \times 0.925 \times 14.6} = 99.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{tj}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{3686.5}{3.14 \times 0.925 \times 14.6} = 86.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{7678.5}{3.14 \times 0.925 \times 14.6} = 181.07 \text{ MPa}$$

➤ Calcul du μ_g , μ_j et μ_p :

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00215 \times 99.21 + 1.8} = -0.18$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00215 \times 86.93 + 1.8} = -0.23$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00215 \times 181.07 + 1.8} = 0.06$$

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

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.05 \times 1.8}{5 \times 0.00215} = 8.37$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8.37 = 3.35$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 36126.34}{1 + (8.37 \times 0)} = 39728.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \times 36126.34}{1 + (8.37 \times 0)} = 39728.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \times 36126.34}{1 + (8.37 \times 0.10)} = 21632.54 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles:

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{4207.2 \times 390^2}{10 \times 10043 \times 39728.97} = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_{g}^i = \frac{M_{ig}^{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{4207.2 \times 390^2}{10 \times 29859 \times 39728.97} = 0.054 \text{ cm}$$

$$f_{j}^i = \frac{M_{ij}^{ser} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{3686.5 \times 390^2}{10 \times 29859 \times 39728.97} = 0.047 \text{ cm}$$

$$f_{p}^i = \frac{M_{ip}^s \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{7678.5 \times 390^2}{10 \times 29859 \times 21632.54} = 0.18 \text{ cm}$$

La flèche totale:

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0.16 - 0.047) + (0.18 - 0.054) = 0.24 \text{ cm}$$

La flèche admissible:

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

• Conclusion:

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0.24 \text{ cm} < 0.78 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

III.3. Étude du plancher à corps creux :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ($16+4=20\text{cm}$)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

- 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 entre-nervures en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

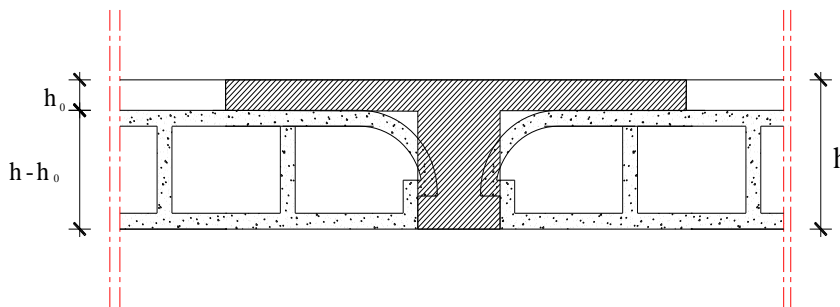


Fig.III.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.3.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages : Hauteur de 20 cm, dont 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

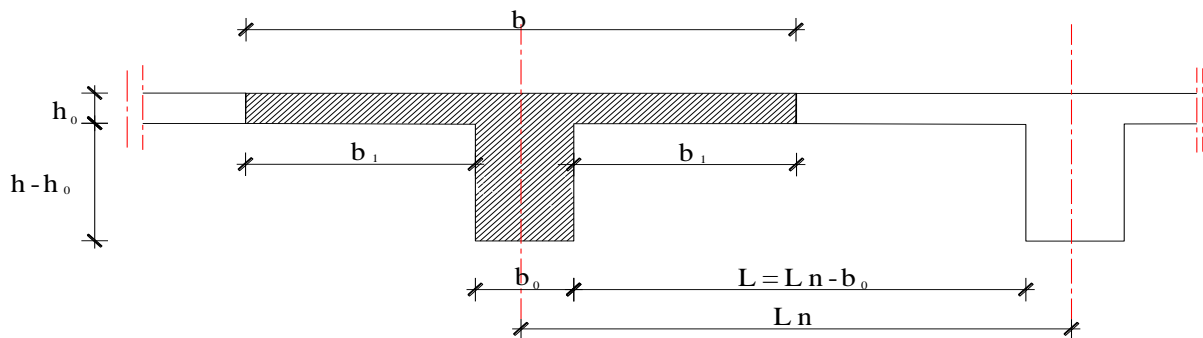


Figure III.6: Section de calcul d'un plancher à corps creux

$ht = 20\text{ cm}$

$h1 = 16\text{ cm}$

$h0 = 4\text{ cm}$

D'après [BAEL91/A.4.1, 3], on a :

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

Avec :

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

- L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.20$ m) ;

- h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

- b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 47 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24$ cm.

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

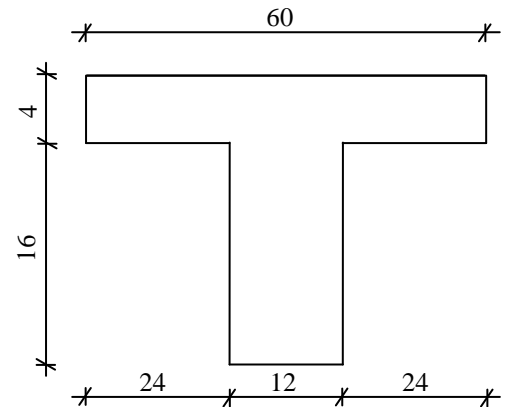


Fig.III.7: Section de calcul

III.3.2- Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423] :

D'après les règles **BAEL91**, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

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

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

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

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : A_{\parallel}

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50$ cm $\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$;
- Si : 50 cm $\leq L_n \leq 80$ cm $\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$
- Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

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 : $\phi_6 \rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$

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

• Choix des armatures :

$$5\phi_6/\text{ml} \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(\phi_6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

b) Armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}) :**• Détermination des armatures :**

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

• Choix des armatures :

$$5\phi_6/\text{ml} \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\phi_6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS ϕ_6 (200x200) mm².

III.3.3- 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].

• Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

$\begin{cases} 1^{\text{er}} \longrightarrow 9^{\text{ème}} \text{ étage :} \\ G = 486 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$	$\begin{cases} \text{Plancher terrasse} \\ G = 681 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 100 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$
--	--

• Combinaisons fondamentales :

-Etat limite ultime :-Etat limite de service :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6$$

1^{er} étage et plus :

➤ Etat Limite Ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 486 + 1.5 \times 150 = 881.1 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 881.1 \times 0.6 = 528.66 \text{ daN/m}$$

$$q_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$q_s = G + Q = 486 + 150 = 636 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 636 \times 0.6 = 381.6 \text{ daN/ml}$$

b) Terrasse :

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 681 + 1.5 \times 100 = 1069.35 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 1069.35 \times 0.6 = 641.61 \text{ daN/ml}$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$q_s = G + Q = 681 + 100 = 781 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 781 \times 0.6 = 468.6 \text{ daN/ml}$$

Remarque :

Voir les tableaux des charges « chapitre II ».

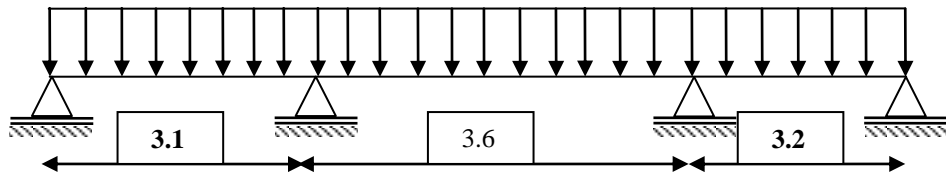
❖ **Types de poutrelles :**

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont:

TYPE : 1

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

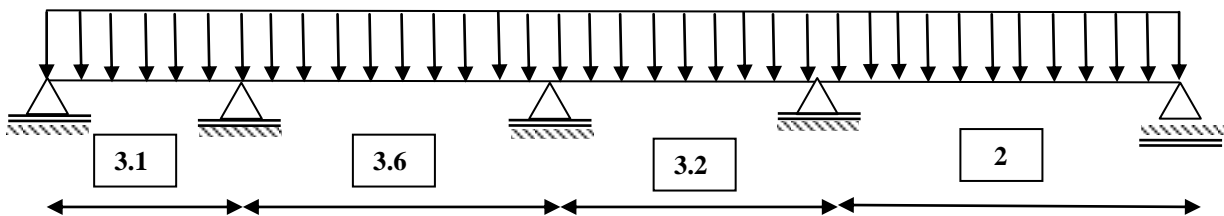
$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$



TYPE : 2

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$



TYPE : 3

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$

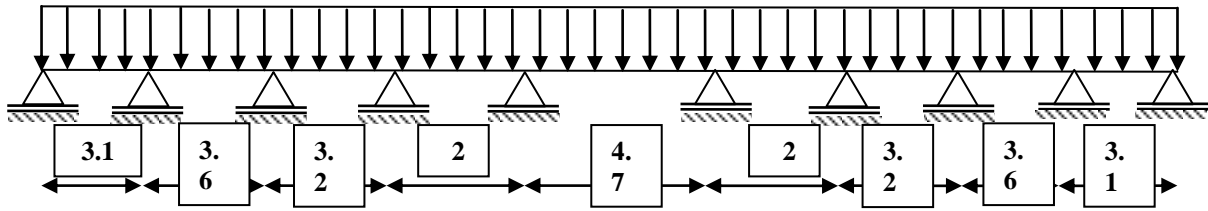


Fig.III.8 : schéma statique de poutrelles

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

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

III.3.3.1) Méthode forfaitaire :

Domaine d'application :

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

- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition : $Q [\text{daN/m}^2] \leq \min (2G; 500 \text{ daN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et
- 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.9.a) ;

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

M_t : Moment maximum en travée.

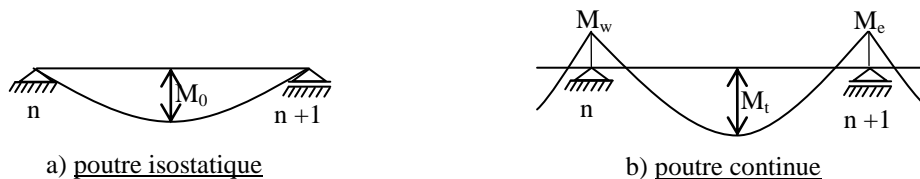


Fig.III.9: Définition des moments

• Moments en travées :

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

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

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

-Moments sur appuis de rive : Mar

- Mar = 0 → pour appuis simples ;
- Mar = -0.2 M0 → pour un encastrement partiel et
- Mar = -0.4 M0 → pour un encastrement parfait.

-Moments sur appuis intermédiaires : Mai (figure III.10)

- Mai = -0.6 M0 → cas d'une poutre à deux travées ;
- Mai = -0.5 M0 → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et :
- Mai = -0.4 M0 → pour les autres appuis intermédiaires.

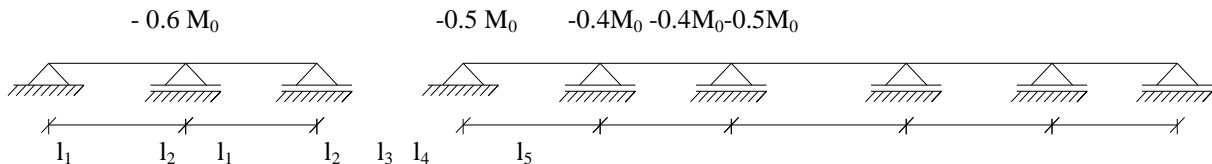


Fig.III.10:Moments sur appuis intermédiaires

Remarque :

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

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (type 1) :

- $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 486; 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → Condition vérifiée.

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{aligned}
 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \\
 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{310}{360} = 0,86 \leq 1,25 \\
 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{360}{320} = 1,12 \leq 1,25
 \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable → Condition vérifiée.

Conclusion :

Les 4 conditions sont vérifiées pour les types suivantes : type 1 et type 2
On peut utiliser la méthode forfaitaire.

III.3.3.1.1) Application de la méthode forfaitaire :

- On prend le 1^{er} type comme un exemple de calcul (forfaitaire).

Poutrelle 1:

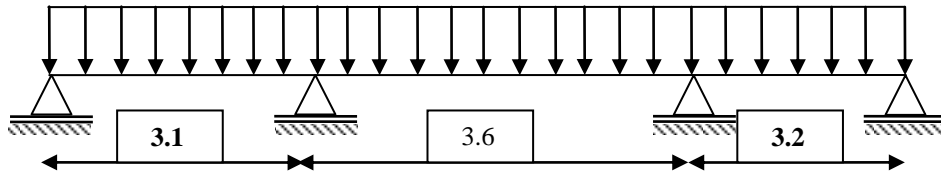
$$\begin{aligned}
 G &= 486 \text{ daN/m}^2 \\
 Q &= 150 \text{ daN/m}^2 \\
 \bar{q}_u &= 528,66 \text{ daN/ml} \\
 \bar{q}_s &= 381,6 \text{ daN/ml}
 \end{aligned}$$

Schéma statique :

TYPE : 1

$$q_u = 528.66 daN$$

$$q_s = 381.6 daN$$



Moments fléchissant en appuis :

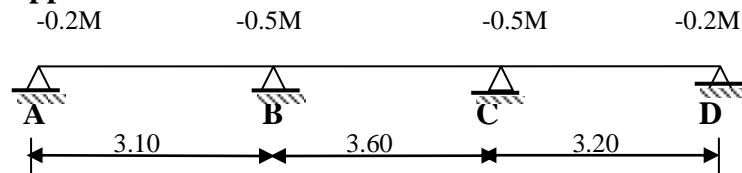


Figure III.11: Schéma statique de la poutrelle type N° 1.

➤ Moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{P}{G + P} = \frac{150}{150 + 486} = 0.24 \quad 0 \leq \alpha = 0.24 \leq \frac{2}{3} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour les travées de rives AB et CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{r1} + \frac{0.5 + 0.2}{2} M_{o1} \geq [\max ((1 + 0.3 \times \alpha) ; 1.05)] M_{o1} \\ M_{r1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_{o1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{r1} + \frac{0.5 + 0.2}{2} M_{o1} \geq [\max ((1 + 0.3 \times 0.24) ; 1.05)] M_{o1} \\ M_{r1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.24}{2} \right) M_{o1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{r1} + \frac{0.5 + 0.2}{2} M_{o1} \geq [\max ((1 + 0.3 \times 0.24) ; 1.05)] M_{o1} \\ M_{r1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.24}{2} \right) M_{o1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{r1} \geq 0.72 M_{o1} \\ M_{r1} \geq 0.64 M_{o1} \end{array} \right.$$

$$M_{r1} \geq 0.72 M_{o1}$$

$$M_{r1} \geq 0.64 M_{o1}$$

On prend : $M_{r1} = 0.75 M_{o1}$

Travées intermédiaires BC :

$$\begin{cases} M_{t2} + \frac{0.5 + 0.5}{2} M_{01} \geq \max(1 + 0.3 \times 0.24; 1.05) M_{01} \\ M_{t2} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.24}{2} \right) M_{01} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t2} \geq 0.57 M_{01} \\ M_{t2} \geq 0.54 M_{01} \end{cases}$$

On prend : $M_{t2} = 0.60 M_{01}$

➤ Moments en travées :**✓ Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{t1}^u = 0.75 M_{01}^u \longrightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 528.66 \times \frac{3.10^2}{8} = 635.05 \text{ daN.m}$$

$$M_{t1}^u = 0.75 \times 635.05 = 476.28 \text{ daN.m}$$

$$M_{t2}^u = 0.60 M_{01}^u \longrightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 528.66 \times \frac{3.60^2}{8} = 856.43 \text{ daN.m}$$

$$M_{t2}^u = 0.60 \times 856.43 = 513.85 \text{ daN.m}$$

$$M_{t3}^u = 0.75 M_{01}^u \longrightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 528.66 \times \frac{3.20^2}{8} = 676.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{t3}^u = 0.75 \times 676.68 = 507.51 \text{ daN.m}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^{ser} = 0.75 M_{01}^{ser} \longrightarrow M_{01}^{ser} = \frac{\bar{q}_{ser} \times L^2}{8} = 381.6 \times \frac{3.10^2}{8} = 458.39 \text{ daN.m} \\ M_{t1}^{ser} = 0.75 \times 458.39 = 343.79 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^{ser} = 0.60 M_{01}^{ser} \longrightarrow M_{01}^{ser} = \frac{\bar{q}_{ser} \times L^2}{8} = 381.6 \times \frac{3.60^2}{8} = 618.19 \text{ daN.m} \\ M_{t2}^{ser} = 0.60 \times 618.19 = 370.91 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t3}^{ser} = 0.75 M_{01}^{ser} \longrightarrow M_{01}^{ser} = \frac{\bar{q}_{ser} \times L^2}{8} = 381.6 \times \frac{3.20^2}{8} = 488.44 \text{ daN.m} \\ M_{t3}^{ser} = 0.75 \times 488.44 = 366.33 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

➤ Moments en appuis :**✓ Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_A = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 635.05 = -127.01 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 856.43 = -171.28 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times M_{02}^u = -0.5 \times 856.43 = -428.21 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times M_{03}^u = -0.5 \times 676.68 = -338.34 \text{ daN.m}$$

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

$$M_A = -0.2 \times M_{01}^{ser} = -0.2 \times 458.39 = -91.68 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{01}^{ser} = -0.2 \times 618.19 = -123.63 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times M_{02}^u = -0.5 \times 618.19 = -309.09 \text{ daN.m}$$

$$M_C = k_8 - 0.5 \times M_{03}^{ser} = -0.5 \times 488.44 = -244.22 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} \mp \frac{M_g + M_d}{2}$$

➤ **Travée A-B (par exemple)**

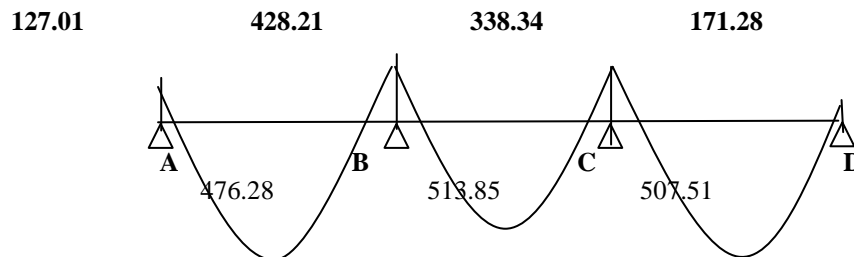
$$T_1 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{528.66 \times 3.1}{2} + \frac{91.68 - 309.09}{2} = 819.42 \text{ daN}$$

$$T_2 = \frac{q_u \times l}{2} - \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{528.66 \times 3.1}{2} - \frac{91.68 - 309.09}{2} = 928.12 \text{ daN}$$

Diagramme des moments fléchissant :

➤ **E.L.U :**

M : en [daN.m]



➤ **E.L.S :**

M : en [daN.m]

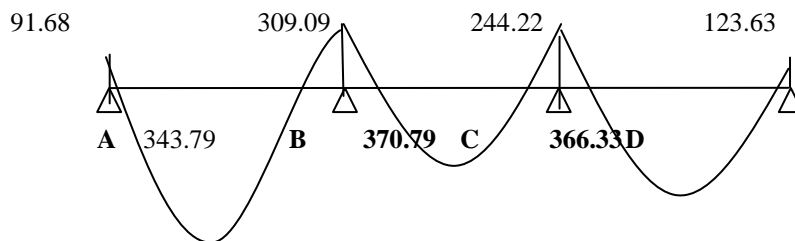


Fig. III. 12.1 : Diagramme des moments fléchissant.

Efforts tranchants :

T : en [daN]

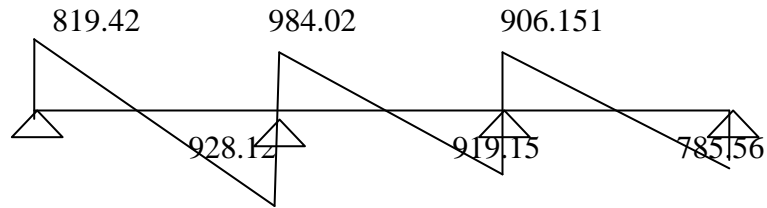
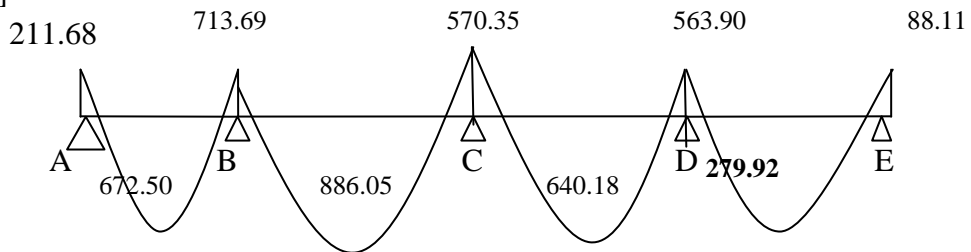


Fig. III. 12.2 : Diagramme des efforts tranchants.

Type 2 :

➤ **E.L.U :**

M : en [daN.m]



E.L.S :

M : en [daN.m]

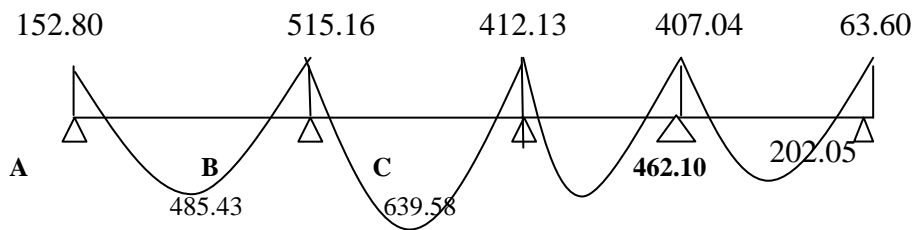


Fig. III. 13.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 2.

➤ **Efforts tranchants :**

T : en [daN]

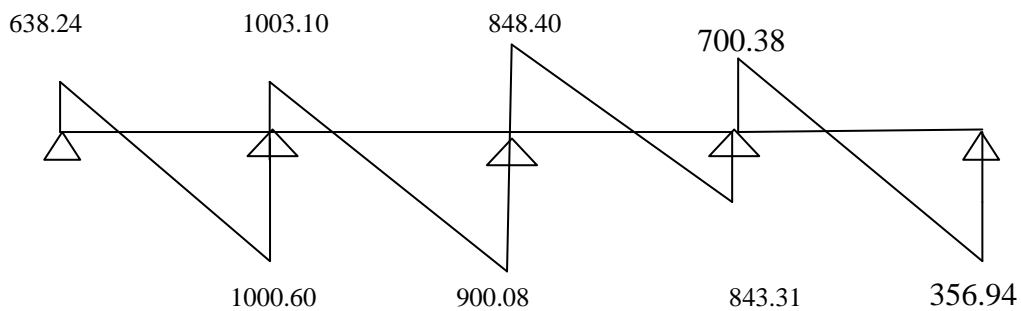


Fig. III. 13.2 : Diagramme des efforts tranchants de type 2.

Remarque : on ne peut pas utiliser la méthode forfaitaire pour les types suivantes : type 3 et type 4. Le rapport entre deux portées successives ($L_{i+1} ; L_i$) n'est pas compris entre 0.8 et 1.25.

III.3.3.2) Méthode de Caquot minorée:

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

Dans le cas où l'une des quatre 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 a 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 appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. 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.

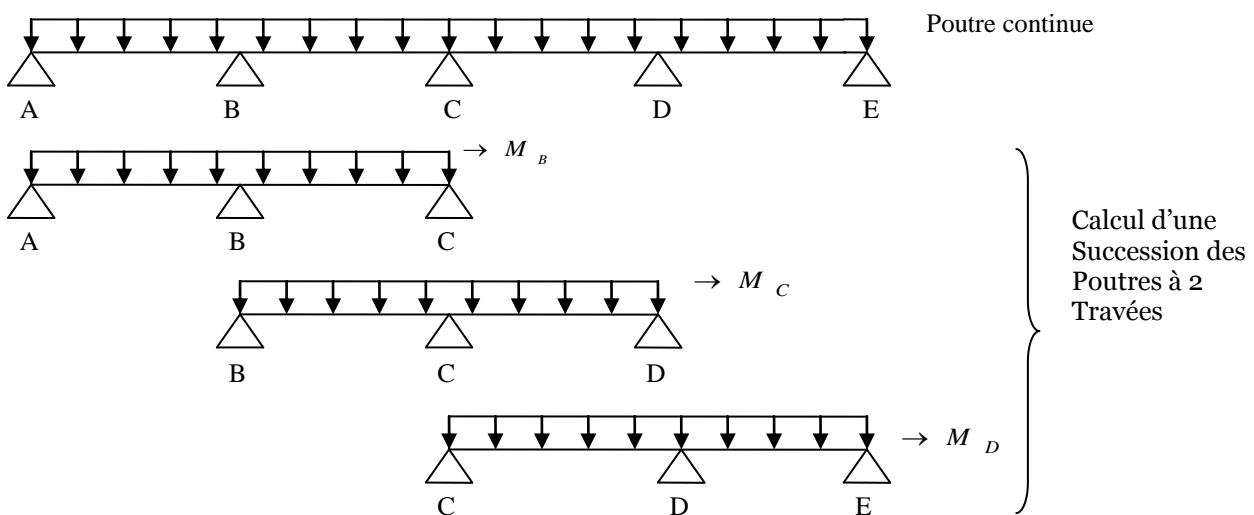


Fig.III.14 : Représentation de la méthode de Caquot.

➤ **Moments sur appuis intermédiaires:**

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

Avec :

$l' = 1$: 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

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 variant de 0 à l ;

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x =$$

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

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

➤ **Efforts tranchants :**

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

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

III.3.3.2.1. Application de méthode Caquot:

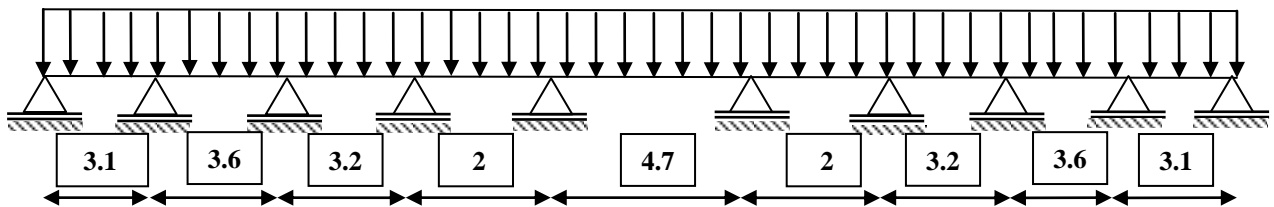
On prend le type 3 comme exemple.

TYPE : 3

Schéma statique :

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$



Combinaisons fondamentales (Plancher Etages courants) :

➤ **Etat limite ultime :**

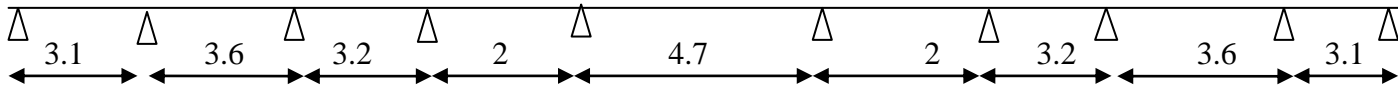
$$q_u = 528.66 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^f = (1.35 \times 2G/3 + 1.5P) \times 0.6 = (1.35 \times 2/3 \times 486 + 1.5 \times 150) \times 0.6 = 397.44 \text{ daN /ml.}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$q_s = 381.6 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^f = (2G/3 + P) \times 0.6 = (2/3 \times 486 + 150) \times 0.6 = 284.4 \text{ daN /ml.}$$

Moment fléchissant en appuisM₁M.....**Travée de rive :**

$$L'_1 = l_1 = 2.48 \text{ m}$$

$$L'_9 = l_9 = 2.48 \text{ m}$$

Travée intermédiaire :

$$L'_2 = 0,8 \times l_2 = 0,8 \times 3,6 = 2,88 \text{ m}$$

$$L'_3 = 0,8 \times l_3 = 0,8 \times 3,2 = 2,56 \text{ m}$$

$$L'_4 = 0,8 \times l_4 = 0,8 \times 2 = 1,6 \text{ m}$$

$$L'_5 = 0,8 \times l_5 = 0,8 \times 4,7 = 3,76 \text{ m}$$

$$L'_6 = 0,8 \times l_6 = 0,8 \times 2 = 1,6 \text{ m}$$

$$L'_7 = 0,8 \times l_7 = 0,8 \times 3,2 = 2,56 \text{ m}$$

$$L'_8 = 0,8 \times l_8 = 0,8 \times 3,6 = 2,88 \text{ m}$$

En appuis de rive :

$$M_i = - \frac{\overline{qu} \times l_1'^3}{8,5 \times l_1'}$$

En appui intermédiaire :

$$M_i = - \frac{\overline{qu} \times (l_w'^3 + l_e'^3)}{8,5 \times (l_w' + l_e')}$$

Avec : l'_w et l'_e : les lings fictives**➤ Etat limite ultime :****Appuis de rives A et J :**

$$M_A = - \frac{\overline{qu} \times l_1'^3}{8,5 l_1'} = \frac{397,44 \times 2,48^3}{8,5 \times 3,04} = -234,60 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

K8

$$M_J = - \frac{\overline{qu} \times l_9'^3}{8,5 l_9'} = \frac{397,44 \times 2,48^3}{8,5 \times 2,8} = -234,60 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Appuis intermédiaire:

$$M_B = - \frac{\overline{qu} \times (l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5 (l_1' + l_2')} = \frac{397,44 \times (2,48^3 + 2,88^3)}{8,5 (2,48 + 2,88)} = -341,44 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = - \frac{\overline{qu} \times (l_2'^3 + l_3'^3)}{8,5 (l_2' + l_3')} = \frac{397,44 \times (2,88^3 + 2,56^3)}{8,5 (2,88 + 2,56)} = -349,52 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = - \frac{\overline{qu} \times (l_3'^3 + l_4'^3)}{8,5 (l_3' + l_4')} = \frac{397,44 \times (2,56^3 + 1,60^3)}{8,5 (2,56 + 1,60)} = -234,61 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_E = -\frac{q_u(l_4'^3 + l_5'^3)}{8.5(l_4' + l_5')} = \frac{397.44(1.60^3 + 3.76^3)}{8.5(1.6 + 3.76)} = -499.47 \text{ daN.m}$$

$$M_F = -\frac{q_u(l_5'^3 + l_6'^3)}{8.5(l_5' + l_6')} = \frac{397.44 \times (3.76^3 + 1.60^3)}{8.5(3.76 + 1.6)} = -499.47 \text{ daN.m}$$

$$M_G = -\frac{q_u(l_6'^3 + l_7'^3)}{8.5(l_6' + l_7')} = \frac{397.44 \times (1.60^3 + 2.56^3)}{8.5(1.60 + 2.56)} = -234.61 \text{ daN.m}$$

$$M_H = -\frac{q_u(l_7'^3 + l_8'^3)}{8.5(l_7' + l_8')} = \frac{397.44 \times (2.56^3 + 2.88^3)}{8.5(2.56 + 2.88)} = -349.52 \text{ daN.m}$$

$$M_I = -\frac{q_u(l_8'^3 + l_9'^3)}{8.5(l_8' + l_9')} = \frac{397.44 \times (2.88^3 + 2.48^3)}{8.5(2.88 + 2.48)} = -341.44 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite service :**

Appuis de rives A et J :

$$M_A = -\frac{q_u \times l_1^3}{8.5} = \frac{284.4 \times 2.48^3}{8.5 \times 2.48} = -205.78 \text{ daN.m}$$

$$M_J = -\frac{qu \times l_9'^2}{8.5l_6'} = \frac{284.4 \times 2.48^3}{8.5 \times 2.48} = -205.78 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -\frac{qu \times (l_1'^3 + l_2'^3)}{8.5(l_1' + l_2')} = \frac{284.4 \times (2.48^3 + 2.88^3)}{8.5(2.48 + 2.88)} = -244.33 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\frac{qu \times (l_2'^3 + l_3'^3)}{8.5(l_2' + l_3')} = \frac{284.4 \times (2.88^3 + 2.56^3)}{8.5(2.88 + 2.56)} = -250.11 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\frac{qu \times (l_3'^3 + l_4'^3)}{8.5(l_3' + l_4')} = \frac{284.4 \times (2.56^3 + 1.6^3)}{8.5(2.56 + 1.6)} = -167.88 \text{ daN.m}$$

$$M_E = -\frac{q_u(l_4'^3 + l_5'^3)}{8.5(l_4' + l_5')} = \frac{284.4(1.6^3 + 3.76^3)}{8.5(1.6 + 3.76)} = -357.39 \text{ daN.m}$$

$$M_F = -\frac{q_u(l_5'^3 + l_6'^3)}{8.5(l_5' + l_6')} = \frac{284.4 \times (3.76^3 + 1.6^3)}{8.5(3.76 + 1.6)} = -357.39 \text{ daN.m}$$

$$M_G = -\frac{q_u(l_6'^3 + l_7'^3)}{8.5(l_6' + l_7')} = \frac{284.4 \times (1.60^3 + 2.56^3)}{8.5(1.60 + 2.56)} = -167.88 \text{ daN.m}$$

$$M_H = -\frac{q_u(l_7'^3 + l_8'^3)}{8.5(l_7' + l_8')} = \frac{284.4 \times (2.56^3 + 2.88^3)}{8.5(2.56 + 2.88)} = -250.11 \text{ daN.m}$$

$$M_I = -\frac{q_u(l_8'^3 + l_9'^3)}{8.5(l_8' + l_9')} = \frac{284.4 \times (2.88^3 + 2.48^3)}{8.5(2.88 + 2.48)} = -244.33 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = \left(\frac{ql_i}{2} - qx \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

► Etat Limite Ultime :Travée A-B :

$$T_1 = \frac{528.66 \times 3.1}{2} + \frac{234.60 - 341.44}{3.1} = 784.96 \text{ daN}$$

$$T_2 = \left(\frac{528.66 \times 3.1}{2} - 528.66 \times 3.1 \right) + \frac{234.60 - 341.44}{3.1} = -853.87 \text{ daN}$$

Travée B-C :

$$T_2 = \frac{528.66 \times 3.6}{2} + \frac{341.44 - 349.52}{3.6} = 949.348 \text{ daN}$$

$$T_3 = \left(\frac{528.66 \times 3.6}{2} - 528.66 \times 3.6 \right) + \frac{341.44 - 349.52}{3.6} = -953.82 \text{ daN}$$

Travée C-D :

$$T_3 = \frac{528.66 \times 3.2}{2} + \frac{349.52 - 234.61}{3.2} = 881.75 \text{ daN}$$

$$T_4 = \left(\frac{528.66 \times 3.2}{2} - 528.66 \times 3.2 \right) + \frac{349.52 - 234.61}{3.2} = -809.95 \text{ daN}$$

Travée D-E :

$$T_4 = \frac{528.66 \times 2}{2} + \frac{234.61 - 499.47}{2} = 396.23 \text{ daN}$$

$$T_5 = \left(\frac{528.66 \times 2}{2} - 528.66 \times 2 \right) + \frac{234.61 - 499.47}{2} = -661.09 \text{ daN}$$

Travée E-F :

$$T_5 = \frac{528.66 \times 4.7}{2} + \frac{499.47 - 499.47}{4.7} = 1242.35 \text{ daN}$$

$$T_6 = \left(\frac{528.66 \times 4.7}{2} - 528.66 \times 4.7 \right) + \frac{499.47 - 499.47}{4.7} = -1242.35 \text{ daN}$$

Travée F-G :

$$T_6 = \frac{528.66 \times 2}{2} + \frac{499.47 - 234.61}{2} = 661.09 \text{ daN}$$

$$T_7 = \left(\frac{528.66 \times 2}{2} - 528.66 \times 2 \right) + \frac{499.47 - 234.61}{2} = -396.23 \text{ daN}$$

Travée G-H :

$$T_7 = \frac{528.66 \times 3.2}{2} + \frac{234.61 - 349.52}{3.2} = 809.96 \text{ daN}$$

$$T_8 = \left(\frac{528.66 \times 3.2}{2} - 528.66 \times 3.2 \right) + \frac{234.61 - 349.52}{3.2} = -881.754 \text{ daN} \dots$$

Travée H-I:

$$T_8 = \frac{528.66 \times 3.6}{2} + \frac{349.52 - 341.44}{3.6} = 953.83 \text{ daN}$$

$$T_9 = \left(\frac{528.66 \times 3.6}{2} - 528.66 \times 3.6 \right) + \frac{349.52 - 341.44}{3.6} = -949.34 \text{ daN}$$

Travée I-J:

$$T_9 = \frac{528.66 \times 3.1}{2} + \frac{341.44 - 234.60}{3.1} = 853.88 \text{ daN}$$

$$T_{10} = \left(\frac{528.66 \times 3.1}{2} - 528.66 \times 3.1 \right) + \frac{341.44 - 234.60}{3.1} = -774.97 \text{ daN}$$

Calcul d'abscisse de M_T maximum (x_0) :

$$X_0 = \left(\frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q} \right) + \frac{l}{2}$$

➤ **Etat limite ultime :**

Travée A-B :

$$X_{01} = \left(\frac{M_A - M_B}{l_1 \cdot q_u} \right) + \frac{l}{2} = \frac{234.60 - 341.44}{3.1 \times 528.66} + \frac{3.1}{2} = 1.48 \text{ m}$$

Travée B-C :

$$X_{02} = \left(\frac{M_B - M_C}{l_1 \cdot q_u} \right) + \frac{l}{2} = \frac{341.44 - 349.52}{3.6 \times 528.66} + \frac{3.6}{2} = 1.80 \text{ m}$$

Travée C-D :

$$X_{03} = \left(\frac{M_C - M_D}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{349.52 - 234.61}{3.2 \times 528.66} + \frac{3.2}{2} = 1.66 \text{ m}$$

Travée D-E :

$$X_{04} = \left(\frac{M_D - M_E}{l_1 \cdot q_u} \right) + \frac{l}{2} = \frac{234.61 - 499.47}{2 \times 528.66} + \frac{2}{2} = 0.75 \text{ m}$$

Travée E-F :

$$X_{05} = \left(\frac{M_E - M_F}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{499.47 - 499.47}{4.7 \times 528.66} + \frac{4.7}{2} = 2.35 \text{ m}$$

Travée F-G :

$$X_{06} = \left(\frac{M_F - M_G}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{499.47 - 234.61}{2 \times 528.66} + \frac{2}{2} = 1.25 \text{ m}$$

Travée G-H :

$$X_{07} = \left(\frac{M_F - M_G}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{234.61 - 349.52}{3.2 \times 528.66} + \frac{3.2}{2} = 1.53 \text{ m}$$

Travée H-I :

$$X_{08} = \left(\frac{M_F - M_G}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{349.52 - 341.44}{3.6 \times 528.66} + \frac{3.6}{2} = 1.80 \text{ m}$$

Travée I-J :

$$X_{09} = \left(\frac{M_F - M_G}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{341.44 - 234.60}{3.1 \times 528.66} + \frac{3.1}{2} = 1.61 \text{ m}$$

Remarque :

On trouve les mêmes valeurs en l'état limite service

Moments fléchissant en travées :**➤ Etat Limite Ultime :**Travée A-B:

$$M_T = \left(\frac{q_x \times l_1}{2} \cdot X - q_x \frac{X^2}{2} \right) + \left(\frac{M_A - M_B}{l_i} \right) \cdot X + M_A$$

$$M_T = \left(\frac{528.66 \times 3.1}{2} \cdot 1.48 - 528.66 \cdot \frac{1.48^2}{2} \right) + \left(\frac{234.60 - 341.44}{3.1} \right) \cdot 1.48 - 234.60$$

$$M_T = 652.36 \text{ daN.m}$$

Travée B-C:

$$M_T = \left(\frac{528.66 \times 3.6}{2} \cdot 1.80 - 528.66 \cdot \frac{1.80^2}{2} \right) + \left(\frac{341.44 - 349.52}{3.6} \right) \cdot 1.80 - 341.44$$

$$M_T = 510.95 \text{ daN.m}$$

Travée C-D:

$$M_T = \left(\frac{528 \cdot 66 \times 3.2}{2} \cdot 1.66 - 528 \cdot 66 \cdot \frac{1.66^2}{2} \right) + \left(\frac{349 \cdot 52 - 234 \cdot 61}{3.2} \right) \cdot 1.66 - 349 \cdot 52$$

$$M_T = 856.59 \text{ daN.m}$$

Travée D-E:

$$M_T = \left(\frac{528 \cdot 66 \times 2}{2} \cdot 0.75 - 528 \cdot 66 \cdot \frac{0.75^2}{2} \right) + \left(\frac{234 \cdot 61 - 499 \cdot 47}{2} \right) \cdot 0.75 - 234 \cdot 61$$

$$M_T = 148.07 \text{ daN.m}$$

Travée E-F:

$$M_T = \left(\frac{528 \cdot 66 \times 4.7}{2} \cdot 2.35 - 528 \cdot 66 \cdot \frac{2.35^2}{2} \right) + \left(\frac{499 \cdot 47 - 499 \cdot 47}{4.7} \right) \cdot 2.35 - 499 \cdot 47$$

$$M_T = 960.29 \text{ daN.m}$$

Travée F-G :

$$M_T = \left(\frac{528 \cdot 66 \times 2}{2} \cdot 1.25 - 528 \cdot 66 \cdot \frac{1.25^2}{2} \right) + \left(\frac{499 \cdot 47 - 234 \cdot 61}{2} \right) \cdot 1.25 - 499 \cdot 47$$

$$M_T = 86.118 \text{ daN.m}$$

Travée G-H :

$$M_T = \left(\frac{528 \cdot 66 \times 3.2}{2} \cdot 1.53 - 528 \cdot 66 \cdot \frac{1.53^2}{2} \right) + \left(\frac{234 \cdot 61 - 349 \cdot 52}{3.2} \right) \cdot 1.53 - 234 \cdot 61$$

$$M_T = 385.84 \text{ daN.m}$$

Travée H-I :

$$M_T = \left(\frac{528 \cdot 66 \times 3.6}{2} \cdot 1.80 - 528 \cdot 66 \cdot \frac{1.80^2}{2} \right) + \left(\frac{349 \cdot 52 - 341 \cdot 44}{3.6} \right) \cdot 1.80 - 349 \cdot 52$$

$$M_T = 510.95 \text{ daN.m}$$

Travée I-J :

$$M_T = \left(\frac{528 \cdot 66 \times 3.1}{2} \cdot 1.61 - 528 \cdot 66 \cdot \frac{1.61^2}{2} \right) + \left(\frac{341 \cdot 44 - 234 \cdot 60}{3.1} \right) \cdot 1.61 - 341 \cdot 44$$

$$M_T = 348.15 \text{ daN.m}$$

Etat Limite Service :

Travée A-B:

$$M_T = \left(\frac{q_x \times l_1}{2} \cdot X - q_x \cdot \frac{X^2}{2} \right) + \left(\frac{M_A - M_B}{l_i} \right) \cdot X + M_A$$

$$M_T = \left(\frac{381 \cdot 6 \times 3.1}{2} \cdot 1.48 - 381 \cdot 6 \cdot \frac{1.48^2}{2} \right) + \left(\frac{205 \cdot 78 - 244 \cdot 33}{3.1} \right) \cdot 1.48 - 205 \cdot 78$$

$$M_T = 233.28 \text{ daN.m}$$

Travée B-C:

$$M_T = \left(\frac{381 \cdot 6 \times 3.6}{2} \cdot 1.80 - 381 \cdot 6 \cdot \frac{1.80^2}{2} \right) + \left(\frac{244 \cdot 33 - 250 \cdot 11}{3.6} \right) \cdot 1.80 - 244 \cdot 33$$

$$M_T = 370.97 \text{ daN.m}$$

Travée C-D:

$$M_T = \left(\frac{381 \cdot 6 \times 3.2}{2} \cdot 1.66 - 381 \cdot 6 \cdot \frac{1.66^2}{2} \right) + \left(\frac{250 \cdot 11 - 167 \cdot 88}{3.2} \right) \cdot 1.66 - 250 \cdot 11$$

$$M_T = 280.31 \text{ daN.m}$$

Travée D-E:

$$M_T = \left(\frac{381 \cdot 6 \times 2}{2} \cdot 0.75 - 381 \cdot 6 \times \frac{0.75^2}{2} \right) + \left(\frac{167 \cdot 88 - 357 \cdot 39}{2} \right) \cdot 0.75 - 167 \cdot 88$$

$$M_T = 60.05 \text{ daN.m}$$

Travée E-F:

$$M_T = \left(\frac{381 \cdot 6 \times 4.7}{2} \cdot 2.35 - 381 \cdot 6 \cdot \frac{2.35^2}{2} \right) + \left(\frac{357 \cdot 39 - 357 \cdot 39}{2.35} \right) \cdot 2.35 - 357 \cdot 39$$

$$M_T = 696.31 \text{ daN.m}$$

Travée F-G:

$$M_T = \left(\frac{381 \cdot 6 \times 2}{2} \cdot 1.25 - 381 \cdot 6 \cdot \frac{1.25^2}{2} \right) + \left(\frac{357 \cdot 39 - 167 \cdot 88}{2} \right) \cdot 1.25 - 357 \cdot 39$$

$$M_T = 60.07 \text{ daN.m}$$

Travée G-H:

$$M_T = \left(\frac{381 \cdot 6 \times 3.2}{2} \cdot 1.53 - 381 \cdot 6 \cdot \frac{1.53^2}{2} \right) + \left(\frac{167 \cdot 88 - 250 \cdot 11}{3.2} \right) \cdot 1.53 - 167 \cdot 88$$

$$M_T = 260.32 \text{ daN.m}$$

Travée H-I:

$$M_T = \left(\frac{381 \cdot 6 \times 3.6}{2} \cdot 1.80 - 381 \cdot 6 \cdot \frac{1.80^2}{2} \right) + \left(\frac{250 \cdot 11 - 244 \cdot 33}{3.6} \right) \cdot 1.80 - 250 \cdot 11$$

$$M_T = 370.97 \text{ daN.m}$$

Travée I-J:

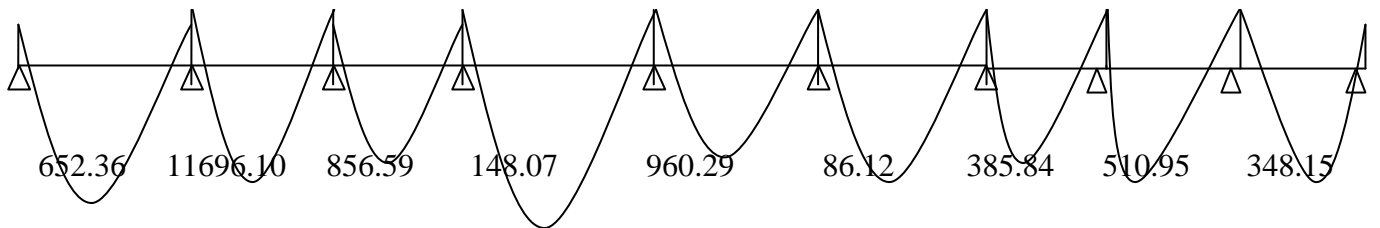
$$M_T = \left(\frac{381.6 \times 3.1}{2} \cdot 1.61 - 381.6 \frac{1.61^2}{2} \right) + \left(\frac{244.33 - 205.78}{3.1} \right) \cdot 1.61 - 244.33$$

$M_T = 233.40 \text{ daN.m}$

Type 3 :

➤ **Etat Limite Ultime**

234.60 341.44 349.52 234.61 499.47 499.47 234.61 349.52 341.44 234.60



➤ **Limite Service :**

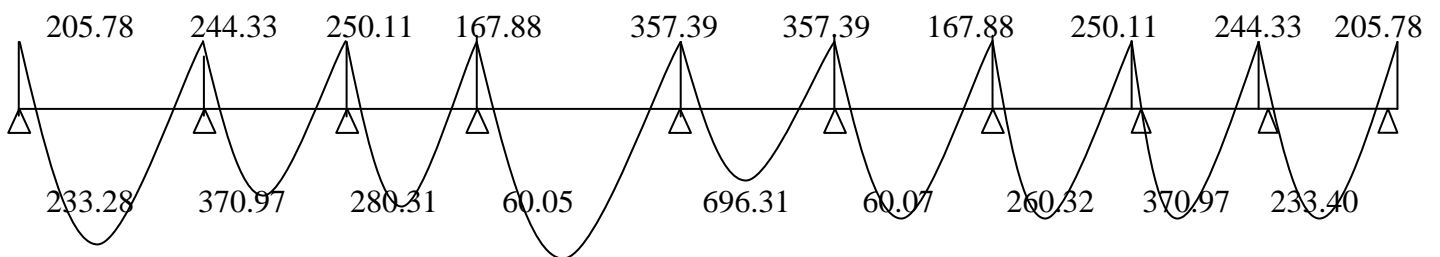


Fig. III. 15.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 3.

➤ **Etat Limite Ultime :**

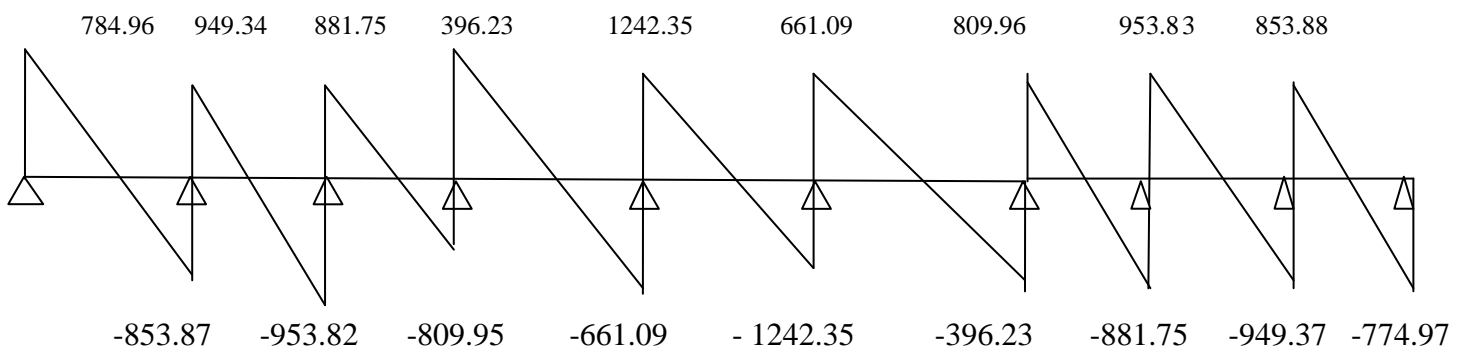


Fig. III. 15.2 : Diagramme des efforts tranchant de type 3.

Tableau.III.3 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts maximaux

Type	Moment en travée daN.m		Moment en appuis daN.m		Efforts tranchants daN
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	513.85	370.91	428.21	309.09	1029.77
2	764.19	551.61	713.69	515.16	1003.10
3	960.29	696.31	499.47	357.39	1242.35

Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximales.

Etat limite ultime :

$$M_t^u = 960.29 \text{ daN.m}$$

$$M_a^u = 713.69 \text{ daN.m}$$

Etat limite service :

$$M_t^s = 696.31 \text{ daN.m}$$

$$M_a^s = 515.16 \text{ daN.m}$$

$$T_{\max} = 1242.35 \text{ daN}$$

III.3.3-Détermination des armatures :**➤ En travées :****➤ Etat Limite Ultime :**

$$M_t^u = 960.29 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

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

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

$M_t^u = 9602.9 \text{ N.m} < M_T = 43507.2 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression, donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9602.9}{11.33 \times 60 \times (18)^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.039 < \mu_L = 0.043 \Rightarrow A'N \text{ existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.980$$

Détermination des armatures :

$$A_t'' = \frac{M_t''}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9602.9}{348 \times 0.980 \times 18} = 1.56 \text{ cm}^2$$

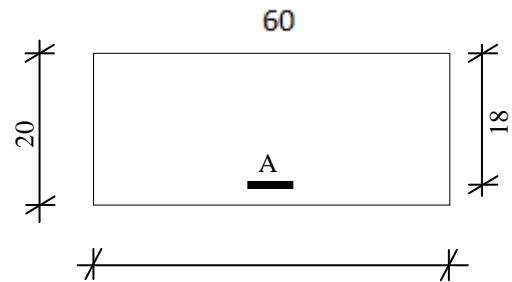


Fig.III.16.:Section de calcul en travée

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

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

$$A_t = \max (A_t ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.56 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T10 \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$M_t^{\text{ser}} = 696.31 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = -15.6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul sera une section en Té.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15 A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36}{12} = 18.95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2.36 \times 18}{12} = 170.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.95 + \sqrt{(-18.95)^2 + 170.2} = 4.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15 A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 2.04^3 - (60 - 12) \times (2.04 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 2.04)^2$$

$$I = 7233.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{6162.6}{7233.37} = 0.852$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.852 \times 4.06 = 3.46 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b \equiv 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

⇒ les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

En appuis :

➤ **Etat Limite Ultime:**

$$M_a^u = -713.69 \text{ daN.m}$$

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 $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{713.69}{11.33 \times 12 \times (18)^2} = 0.162 \quad \mu = 0.162 < \mu_L = 0.186 \Rightarrow A' N' \text{ exist epas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.222$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.911$$

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

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7136.9}{348 \times 0.926 \times 18} = 1.23 \text{ cm}^2$$

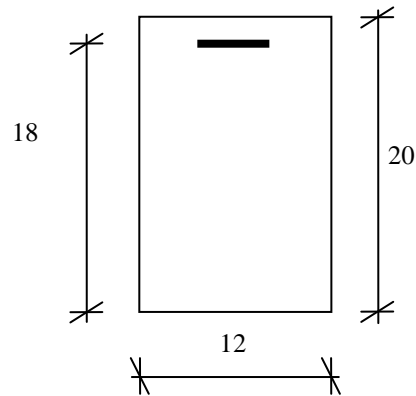


Fig.III.17:Section de calcul en appui

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{r28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 1.23 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$1T14 \longrightarrow A = 1.23 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

$$M_a^{ser} = 515.16 \text{ daN.m}$$

- 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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{713.69}{515.16} = 1.38$$

$$\frac{1.40 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.185$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

III.3.3.4- 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.

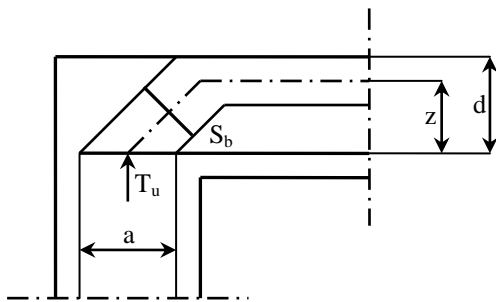


Fig.III.18.a: Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

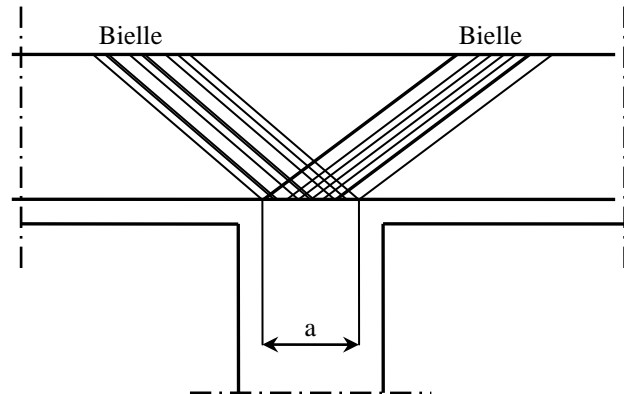


Fig.III.18.b: Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

$$T_u^{\max} = 1242.35\text{daN.}$$

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 :

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

$$T_u = 12423.5\text{N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 20 \times 100 = 103809.6\text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

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

On doit vérifier que :

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

$$A_l = 2.36\text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(12423.5 - \frac{9602.9}{0.9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.34\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12423.5}{(12 \times 18) \times 100} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.56 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne
 $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

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

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_e \rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

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

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.90 \text{ cm}$$

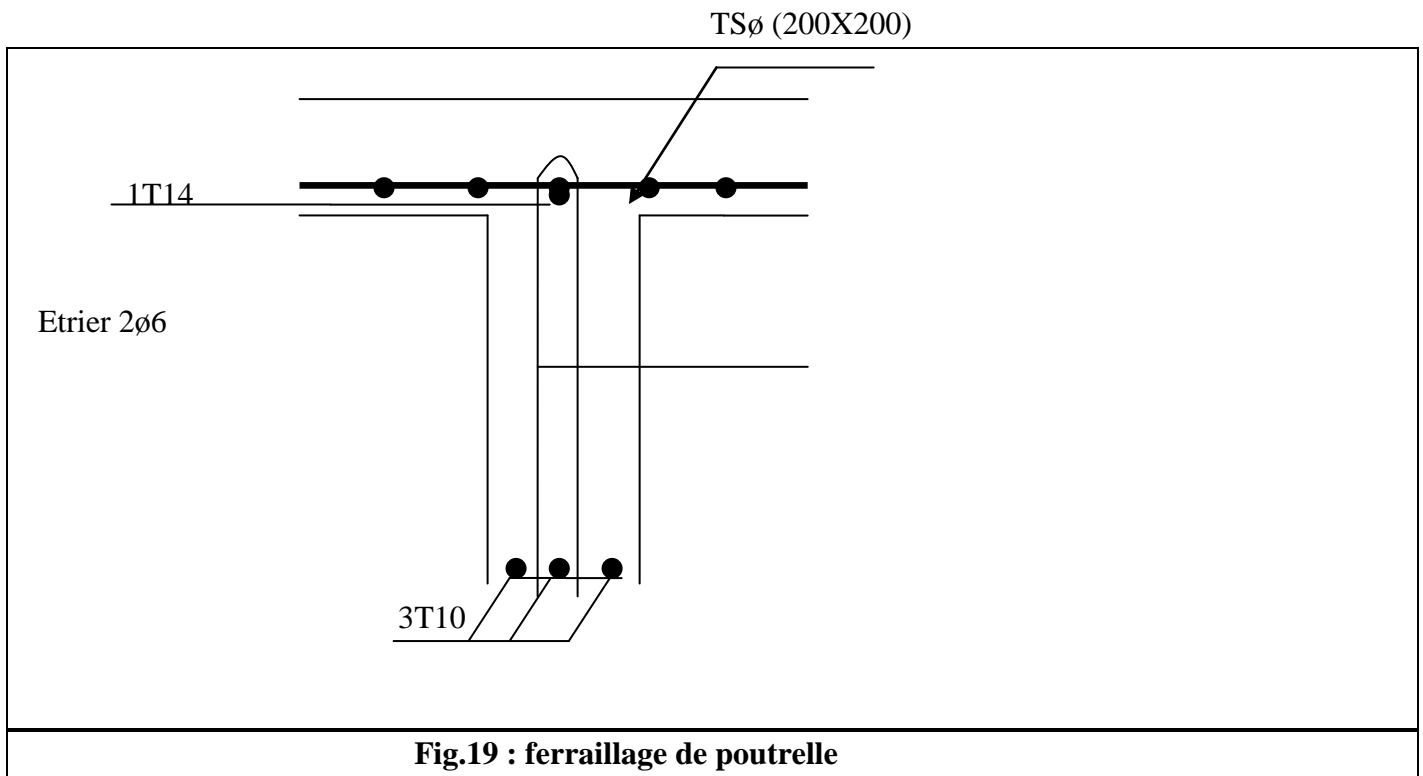
$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.56 - 0.3 \times 1.8)} = 446.5 \text{ cm}$$

❖ Conclusion :

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

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



III.3.3.5)-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 :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_1^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$$

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

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

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 ;

$$j = g = 486 \times 0.6 = 291.6 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

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

$$P = (486+150) \times 0.6 = 381.6 \text{ daN/m.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{tg}^{ser} = 0.8 \times M_{0g}^{ser} = 0.8 \times 291.6 \times \frac{4.5^2}{8} = 590.49 \text{ daN} \cdot m$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.8 \times M_{0p}^{ser} = 0.8 \times 381.6 \times \frac{4.5^2}{8} = 772.74 \text{ daN} \cdot m$$

Modules de déformations longitudinaux : μ

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

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

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858.59 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043.34 \text{ MPa}$$

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).

Coordonnées du centre de gravité

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

$$V_1 = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h + h_0}{2}\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 16 \times 12 \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{4 \times 60 + 16 \times 12 + 15 \times 2.36} = 7.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - V_1 = 12.69 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{60 \times 7.31^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7.31 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12.69^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 7.31)^2$$

$$I_0 = 19451.68 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.092 \rightarrow \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5904.9}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 162.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7727.4}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 212.51 \text{ MPa}$$

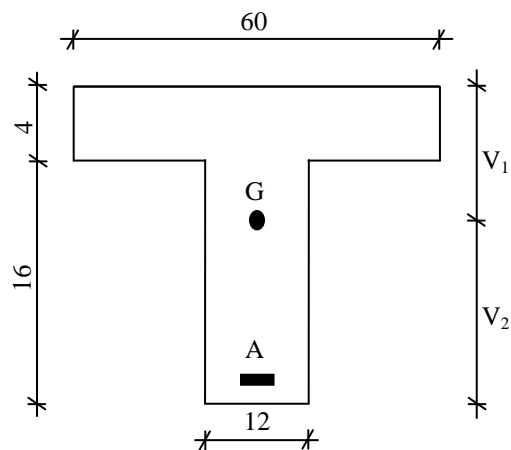


Fig.III.20.Coordonnées de centre de gravité

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4.0.01092.162.39 + 1.8} = 0.354$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75.1.8}{4 \times 0.01092 \times 212.51 + 1.8} = 0.284$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 1.8}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,01092} = 3.16$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 1.8}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,01092} = 1.26$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.68}{1 + 1.26 \times 0.354} = 14796.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.68}{1 + 3.16 \times 0.354} = 10099.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19451.68}{1 + 3.16 \times 0.284} = 11276.69 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fgv}} = \frac{5904.9 \times 4.5^2}{10 \times 10043.34 \times 14796.86} \times 10^4 = 0.80$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}} = \frac{5904.9 \times 4.5^2}{10 \times 29858.59 \times 10099.33} \times 10^4 = 0.40$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fpi}} = \frac{7727.4 \times 4.5^2}{10 \times 29858.59 \times 11276.69} \times 10^4 = 0.46$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0.8 - 0.40) + (0.46 - 0.4) = 0.46 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$l = 4.5 \text{ m} < 5.00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{t\max} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

$$0.46 \text{ cm} < 0.9 \text{ cm}$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t\max} \Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

CHAPITRE IV

2IV. Etude des éléments secondaires

IV.1- Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99.

IV.2 -Acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.

Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes:

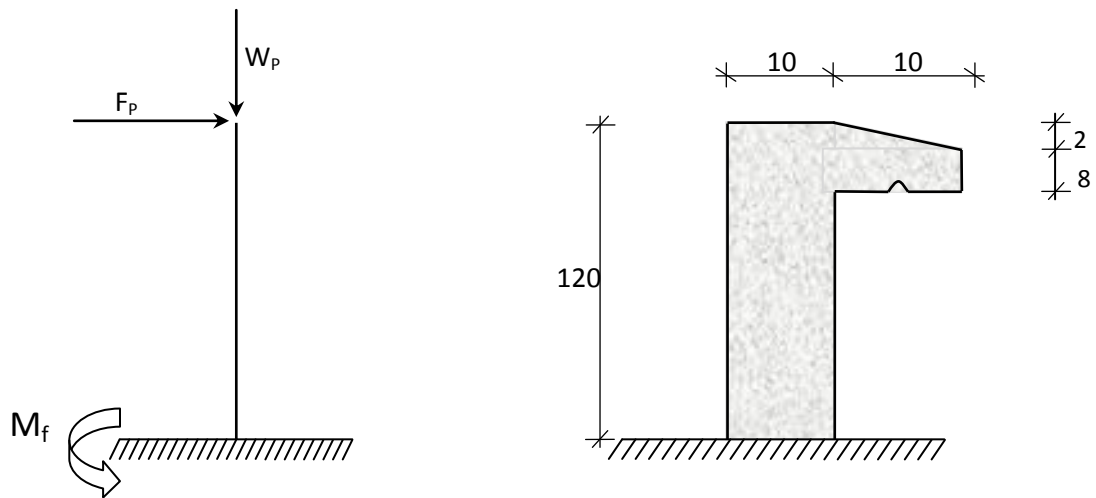


Fig. IV.1: Dimension de l'acrotère

IV.2-1-Vérification de l'effort due au séisme:

Le **RPA** exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (**Art 6.2.3**) :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (**tableau 6.1**), pour le consol $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément.

$$W_p = 2500 \left[(1.2 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) \right] = 322.5 \text{ daN}$$

A: coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 322,5 = 154,8 \text{ daN}$$

F_p : La force due à la main courante majorée

Donc :

$$M = F_p \times l = 154,8 \times 1,2 = 185,76 \text{ daN.m}$$

IV.2.2 .Calcul des sollicitations :

- **Etat limite ultime :**

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 185,76 = 278,64 \text{ daN.M}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 322,5 = 435,375 \text{ daN}$$

• **Etat limite service :**

$$M_s = M = 185.76 \text{ daN.M}$$

$$N_s = W_p = 322.5 \text{ daN}$$

IV.2.3.Calcul de ferrailage :

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 $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

État limite ultime (E.L.U) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{278.64}{435.375} = 0.64 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.64 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

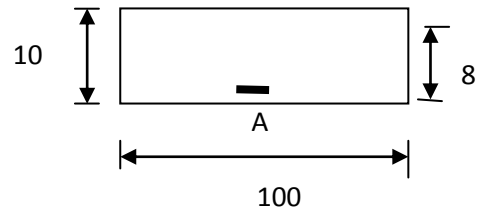


Fig. IV.2 : section de calcul

⇒ 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.

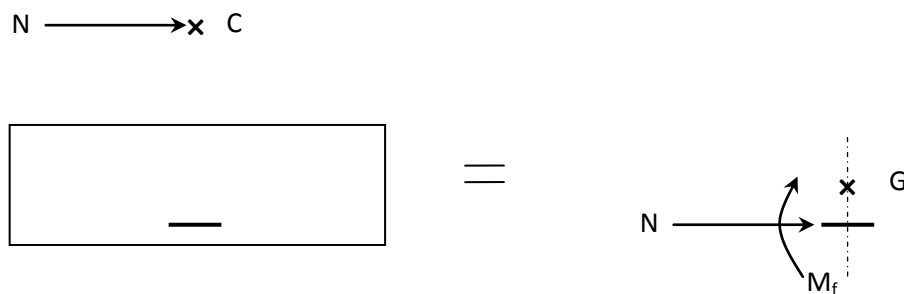


Fig. IV .3: sollicitations par rapport armatures tendues.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 435.375 \times \left(0.64 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 291.70 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{291.70}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.004$$

$$\mu = 0.004 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' N \text{ existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{291 \cdot 70}{348 \times 0.998 \times 8} = 0.105 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.31 - \frac{435 \cdot 375}{100 \times 348} = 0.092 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• **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'excédant 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:**

$$5T8 \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• **Choix des armatures:**

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

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

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

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{185 \cdot 76}{325 \cdot 5} = 0.576 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.576 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

⇒ 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 :**

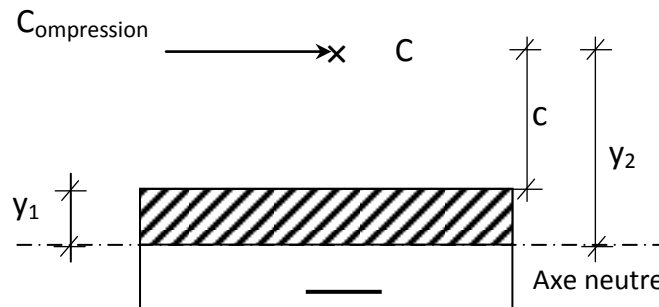


Fig. IV.4 : position de centre de pression

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

$$- y_1 = y_2 + c$$

- N est un effort de compression ⇒ $y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section ⇒ c sera considéré comme négatif.

- **Calcul des contraintes :**

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

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 57.6 - \frac{10}{2} = 52.6 \text{ cm} \Rightarrow c = -52.6 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-52.6)^2 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8 + 52.6)$$

$$p = -8163.38$$

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

$$q = -2 \times (-52.6)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8 + 52.6)^2$$

$$q = 282767.29$$

$$y_2 : \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 8163.38 y_2 + 282767.29 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (282767.29)^2 + \frac{4}{27} \times (-8163.38)^3 = -6.37 \times 108 < 0 \\ \Delta < 0 \Rightarrow \cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 282767.29}{2 \times (-8163.38)} \times \sqrt{\frac{-3}{-8163.38}} = -0.976 \Rightarrow \phi = 174.9^\circ \end{array} \right.$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{8163.38}{3}} = 104.33$$

$$y_{21} = a \cos(\phi/3) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3}\right) = 54.82 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos((\phi/3) + 120^\circ) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3} + 120\right) = -104.28 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos((\phi/3) + 240^\circ) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3} + 240\right) = 49.46 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_{21} + c = 2.22 < 10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.22 \text{ cm}$$

• Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.22)^2}{2} - 15 \times 2.51 \times (8 - 2.22) = 28.803 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{322.5}{100 \times 28.803} = 0.112$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.112 \times 2.22 = 0.249 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.112 \times (8 - 2.22) = 9.71 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

Avec : $FeE 400 \Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right) = 187 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

IV.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 154.8 = 232.2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{232.2}{100 \times 8 \times 100} = 0.003 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.003 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

✓ **Remarque :**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

IV.3- Etude des escaliers:**IV.3.1- Définition:**

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par ses emmarchements, giron, contre marche et volée.

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

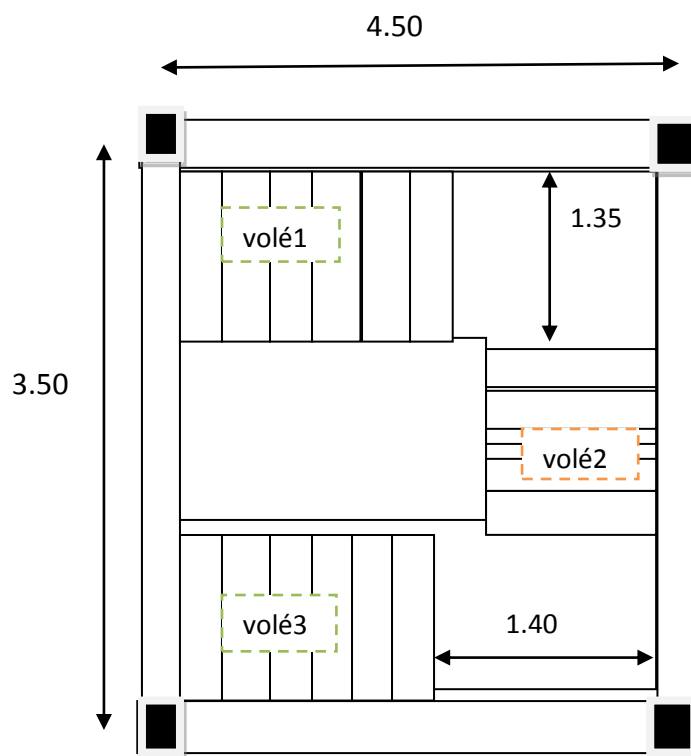
IV.3.2- Eléments constitutifs :

Fig. IV 5 : Vue en plan de la cage d'escalier

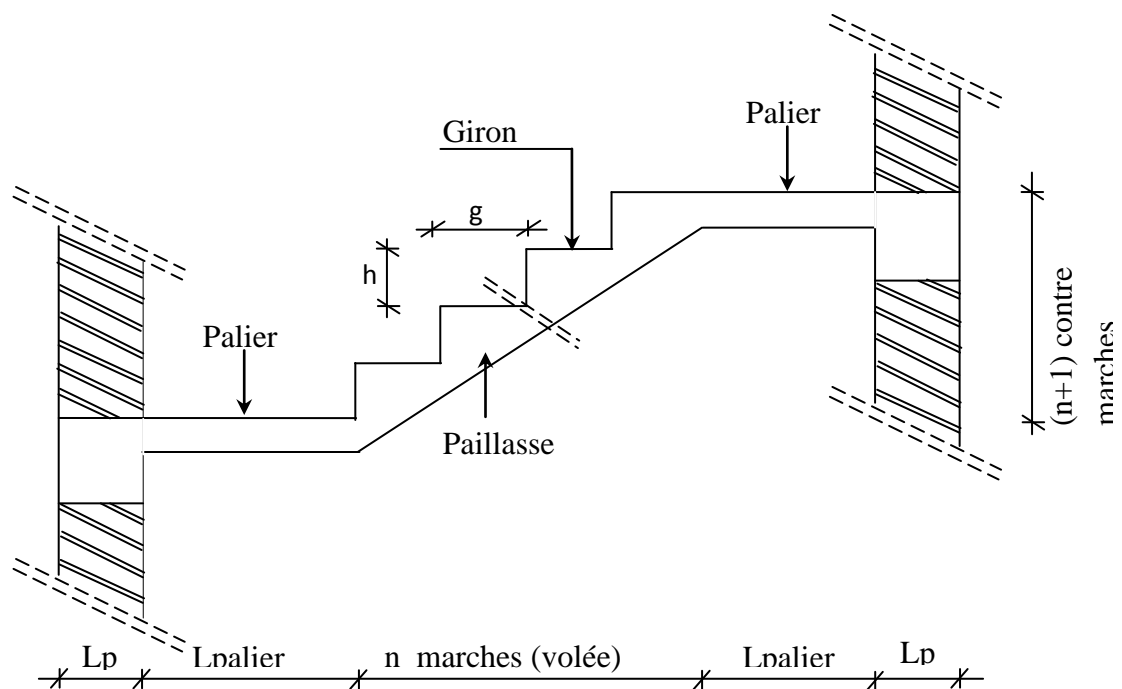


Fig. IV.6 : les éléments d'escalier

Emmarchement: Longueur de la marche;

g: Giron (largeur d'une marche);

h: Hauteur d'une marche;

Mur d'échiffre: Mur qui limite l'escalier;

Paillasse: Plafond qui monte sous les marches;

Contre marche: Partie verticale d'une marche;

Le jour: Espace entre 2 volées en projection horizontale;

Le collet: Bord qui limite l'escalier du côté du jour;

Ligne de foulée: Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour);

Volée: Suite de marche (avec 20 marches au maximum);

Palier de repos: Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et

Palier d'arrivée: Palier d'étage.

IV.3.3.-Pré-dimensionnement:

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

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

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

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

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

$$\text{Contre marches : } N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

N_c : nombre des contre marches.

On aura 18 contre marches ($N=07$ contre marches par volée (1) et (3)).

$$n = N - 1 = 7 - 1 = 06 \text{ marches par volée.}$$

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:

Volées (1) et (3):

$$L' = \frac{1,02}{\text{tg}(29,54)} = 1,8 \text{ m}$$

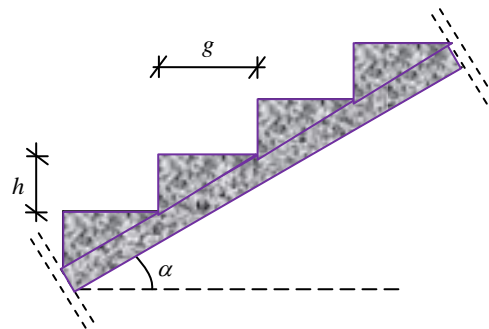


Fig. IV. 7:schéma de la pailasse

Epaisseur de la pailasse: (pailasse porteuse)

Condition de résistance:

$$\frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{320}{30} < e_p < \frac{320}{20}$$

D'où: $e_{p1} = (16; 10.6) \text{ cm}$; on prend: $e_{p1} = 15 \text{ cm}$

Volée (2):

Escalier à marche porteuse: $e_{p2} = 6\text{cm}$.

IV.3.3.1-Descente de charges:

1-volée:

a- Charges permanentes:

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose+ sable)104 daN/m²
- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$)58.93 daN/m²
- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$).....187 daN/m²
- Poids propre de la paillasse ($2500 \frac{e_{p1}}{\cos \alpha}$)431.03 daN/m²
- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$)31.03 daN/m²

G= 812daN/m²

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.):

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 812 + 1.5 \times 250 = 1471.2 \text{ daN/m}^2$$

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

$$\bar{q}_s = G + Q = 812 + 250 = 1062 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur:

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 1471.2 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = \bar{q}_s \times 1.00 = 1062 \text{ daN/ml}$$

2-Palier:

a-Charges permanentes:

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable)104 daN/ml
- Poids propre du palier ($2500 \times e_{p1}$)375 daN/ml
- Enduit au ciment ($18 \text{ daN/ml/cm} \times 1.5\text{cm}$)27 daN/ml

G = 506daN/m²

b- Charges d'exploitation:

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q = 250 \text{ daN/ml}$

c- Combinaisons fondamentales:

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

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 506 + 1.5 \times 250 = 1058.1 \text{ daN/m}^2$$

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

$$\bar{q}_s = G + Q = 506 + 250 = 756 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur:

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 1058.1 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = \bar{q}_s \times 1.00 = 756 \text{ daN/ml}$$

Volée II :(Escalier à marches porteuses)

3. Marche porteuse :

Calcul de h_{moy} :

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos (29.54^\circ)} = 6.90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4 \text{ cm}$$

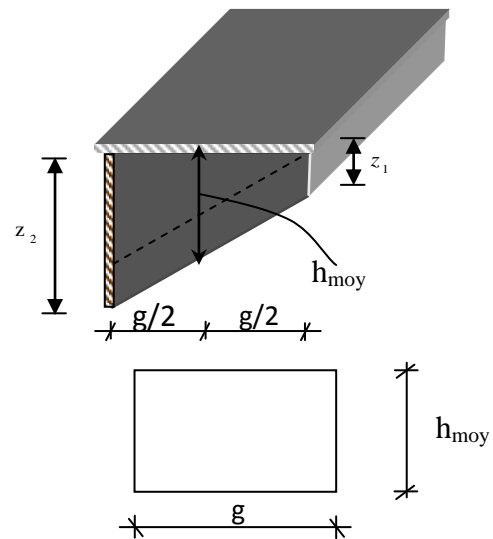


Fig. IV.8: Schéma de la marche porteuse

a- Charges permanentes:

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) (104×g)31.2 daN/ml
- Revêtement vertical (104 ×h)17.68 daN/ml
- Poids propre de la marche ($h_{moy} = 15.4\text{cm}$) (2500×0.154×0.3)115.5 daN/ml
- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm) $\times \frac{1.5}{\cos^2(29.54^\circ)} \times 0.3$10.70 daN/ml

G = 175,08 daN/ml

b-Charges d'exploitation:

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/ml}$

c- Combinaisons fondamentales:

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

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 175.08 + 1.5 \times 75 = 348.85 \text{ daN/ml}$$

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

$$\bar{q}_s = G + Q = 175.08 + 75 = 250.08 \text{ daN/ml}$$

marches porteuses :

Etat limite ultime :

$$q_u = 348.86 \text{ daN/ml}$$

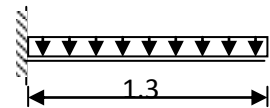


Fig.IV.9 :Schema statique de la marche

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = \frac{-348.86 \times 1.3^2}{2} = -294.79 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{294.79}{11.33 \times 30 \times 13.4^2} = 0.048 \text{ daN.m}$$

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n' existepas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.067 \text{ 30}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.037 = 0.973$$

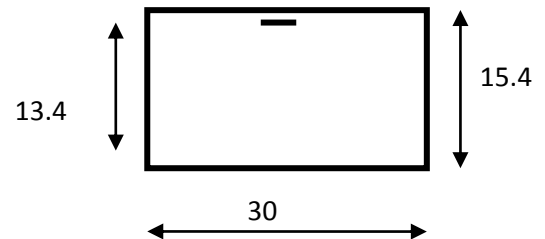


Figure. IV.10: Section de calcul de la marche

IV.3.3.2 .Détermination des armatures longitudinales :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2947.9}{348 \times 0.973 \times 13.4} = 0.65 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 13.4 \times \frac{1.8}{400} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 0.65 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$2T10 \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite service :**

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{250.08 \times 1.3^2}{2} = -211.32 \text{ daN.m}$$

-flexion simple

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

-Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{294.79}{211.32} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.067 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU sont maintenue Aucune vérification pour } \sigma_s$

IV.3.3.3 : Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = q_u \times l = 348.86 \times 1.30 = 453.52 \text{ daN}$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui La section du béton doit vérifier :**

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

$$\text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 13,4 = 12.06 \text{ cm}$$

$$b_0 = g = 30 \text{ cm}$$

$$T_U = 4535.2 \text{ N} < 0.267 \times 12.06 \times 30 \times 20 \times 10^2 = 193201.20 \text{ N} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas d'influence de l'effort tranchant.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

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

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(4535.2 - \frac{2947.9}{0.9 \times 13.4} \right) 10^{-2} = 0.123 \text{ cm}^2$$

→ condition vérifiée

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4535.2}{30 \times 13.4 \times 100} = 0.113 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissurant peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

-Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{l \min} \right) \text{ cm}$$

$$\varnothing_t \geq \min \left(\frac{15.4}{35}; \frac{30}{10}; 0.8 \right) = \min (0.44; 3; 0.8) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \varnothing_t \geq 0.44 \text{ cm}$$

On prendra : $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$ → De nuance d'Acier FeE235

On choisit : → 2 $\varnothing 6$ → $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$.

- **Espacement des armatures transversales : Selon « B.A.E.L. 91 » :**

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (\text{A.5.1.23})$$

-K=1 (flexion simple)

$$-\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.65 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.113 - 0.3 \times 1.8)} = -9.54 \text{ cm} \rightarrow \text{valeur rejetée}$$

$$\delta_{t2} = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 13.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 12.06 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.65 \times 235}{0.4 \times 30} = 12.73\text{cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 12.06\text{cm}$$

On adopte $\delta_t = 10\text{cm}$

IV.3.3.4 : Dessin de ferrailage :

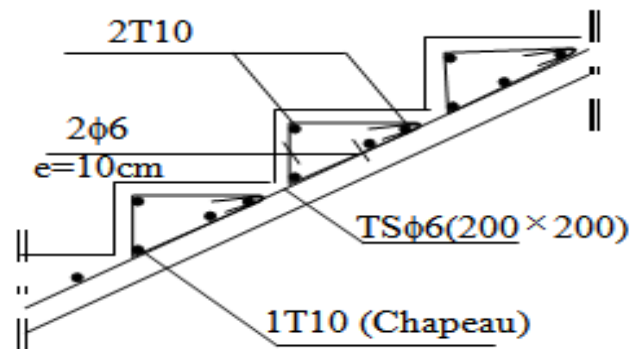


Figure IV.11: Ferrailage de la marche

.IV.4 : détermination des armatures Paillasse porteuse :

Schéma statique : $q_u^{pai} = 1471.2\text{daN/ml}$ $q_u^{pal} = 1058.1\text{daN/ml}$

$$q_s^{pai} = 1062\text{daN/ml} \quad q_s^{pal} = 756\text{daN/ml}$$

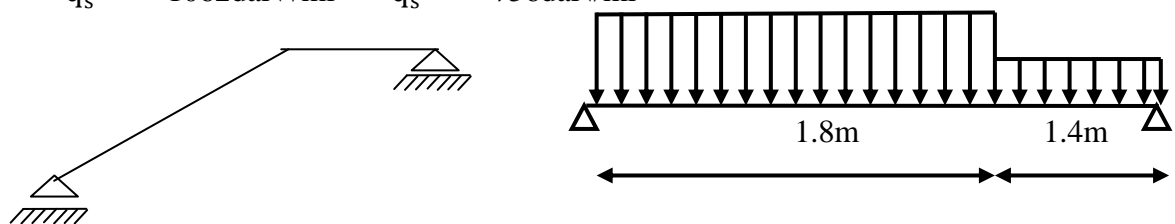


Fig. IV.12 : schéma statique de paillasse

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.):**

Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2227.4\text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1902.09\text{ daN}$$

Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2227.4 + 1902.09 = 1471.2 \times 1.8 + 1058.1 \times 1.4 = 4129.5 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_u^{*pai} \times x$$

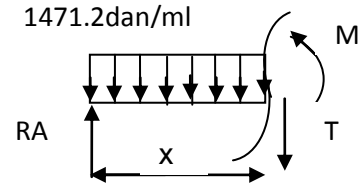
$$M(x) = R_A \cdot x + q_u^{pai} \times \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 2227.4 - 1471.2 \times x$$

$$M(x) = 2227.4 \times x - 1471.2 \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2227.4 \\ M(x) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1.8 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -420.76 \text{ daN} \\ M(x) = 1625.98 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**Calcul du moment fléchissant maximal :**

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2227.4 - 1471.2 \times x = 0 \Rightarrow x_m = 1.51 \text{ m}$$

$$M(x) = 1686.13 \text{ daN.m}$$

Section 2-2 : $1.8 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_u^{*pai} \times x - q_u^{pai} (x - 1.8)$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_u^{pai} \times 1.8 \times (x - \frac{1.8}{2}) - q_u^{pai} \times (x - 1.8) (\frac{x - 1.8}{2})$$

$$T(x) = 2227.4 - 1471.2 \times 1.8 - 1058.1 \times (x - 1.8)$$

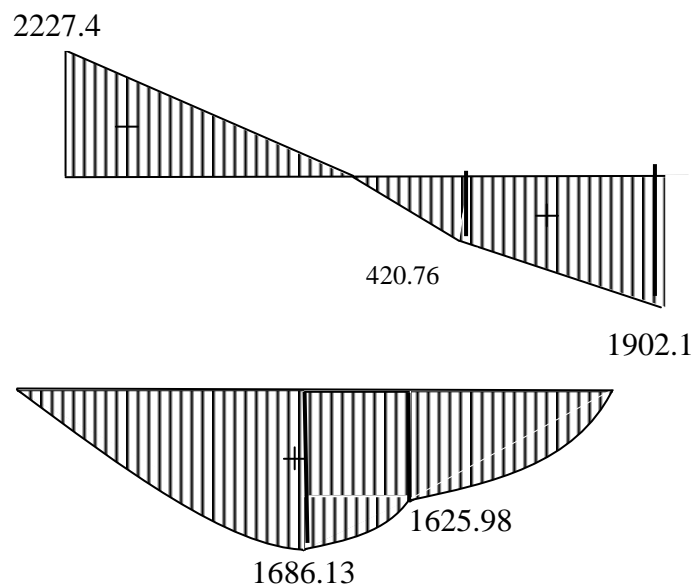
$$M(x) = 2227.4 \times x - 1471.2 \times 1.8 \times (x - \frac{1.8}{2}) - 1058.1(x - 1.8) (\frac{x - 1.8}{2})$$

$$x = 1.8 \Rightarrow \begin{cases} T(1.8) = -420.76 \text{ daN} \\ M(1.8) = 1625.98 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.2 \Rightarrow \begin{cases} T(3.2) = -1902.1 \text{ daN} \\ M(3.2) = 0 \end{cases}$$

Diagramme des moments fléchissant et tranchant :➤ **Etat limite ultime:**

- **T** : en [daN]
- **M** : en [daN.m]

**Figure IV.13: Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à E.L.U****Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0.2M_{max} = -337.23 \text{ daN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8M_{max} = 1348.90 \text{ daN.m}$$

Etat limite de service:**Calcul des réactions :**

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 1605.49 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1364.51 \text{ daN}$$

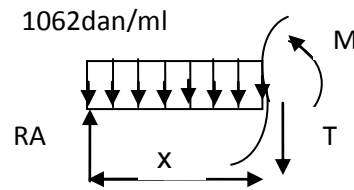
Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1605.49 + 1364.51 = 1062 \times 1.8 + 756 \times 1.4 = 2970 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_u^{*pai} \times x$$

$$M(x) = R_A \cdot x + q_u^{pai} \times \frac{x^2}{2}$$



$$T(x) = 1605.49 - 1062 \times x$$

$$M(x) = 1605.49 \times x - 1062 \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1605.49 \\ M(x) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1.8 \Rightarrow \begin{cases} T(1.8) = -306.11 \text{ daN} \\ M(1.8) = 1169.44 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1605.49 - 1062 \times x = 0 \Rightarrow x_m = 1.51 \text{ m}$$

$$M(x) = 1213.56 \text{ daN.m}$$

Section 2-2 : $1.8 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_u^{*pai} \times x - q_u^{pal} (x - 1.8)$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_u^{pai} \times 1.8 \times \left(x \times \frac{1.8}{2}\right) - q_u^{pal} \times (x - 1.8) \left(\frac{x - 1.8}{2}\right) \quad T(x) = 1605.49 - 1062 \times 1.8 - 756 \times (x - 1.8)$$

$$M(x) = 1605.49 \times x - 1062 \times 1.8 \times \left(x - \frac{1.8}{2}\right) - 756(x - 1.8) \left(\frac{x - 1.8}{2}\right)$$

$$x = 1.8 \Rightarrow \begin{cases} T(1.8) = -306.11 \text{ daN} \\ M(1.8) = 1169.44 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.2 \Rightarrow \begin{cases} T(3.2) = -1364.51 \text{ daN} \\ M(3.2) = 0 \end{cases}$$

Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ **Etat limite ultime (E.L.S.) :**

\underline{T} : en [daN]

\underline{M} : en [daN.m]

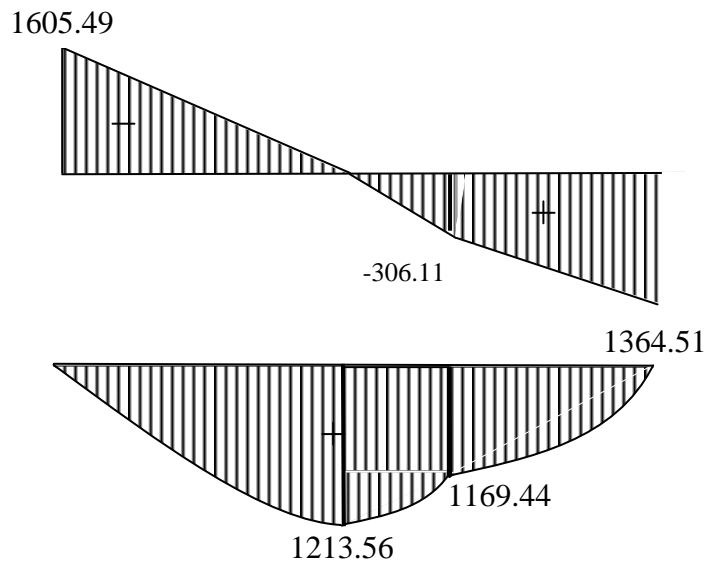


Fig. IV.14: Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à E.L.S

Moment en appuis :

$$M_a^S = -0.2M_{\max} = -242.71 \text{ daN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^S = 0.80M_{\max} = 970.85 \text{ daN.m}$$

IV.4.1 : Calcul de ferrailage :

En travée :

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_t^u = 1348.90 \text{ N.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1348.90}{11.33 \times 100 \times 13.4^2} = 0.063$$

$$\mu = 0.063 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' n' \text{ existe pas}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.081$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13489}{348 \times 0.968 \times 13.4} = 2.98\text{cm}^2$$

• **Calcul des armatures minimal :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.4 \times \frac{1.8}{400} = 1.39\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_c; A_{\min}) = 2.98\text{cm}^2$$

• **Choix des Armatures:**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T \rightarrow 10 \text{ e} = 25\text{cm})$$

• **Etat limite de service:**

$$M_t^s = 970.85\text{N.m}$$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1348.90}{970.85} = 1.389$$

$$\frac{1.389 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.081 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right\}$$

\(\Rightarrow\) les armatures calculées à l'ELU sont maintenue Aucune vérification pour \(\sigma_s\)

• **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.98}{4} = 0.75\text{cm}^2$$

• **Choix des Armatures:**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

En appuis :

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_a^u = 337.23 \text{ N.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3372.3}{11.33 \times 100 \times 13.4^2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n' existe pas}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.22$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.912$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3372.3}{348 \times 0.912 \times 13.4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures minimal :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.4 \times \frac{1.8}{400} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_c; A_{\min}) = 1.39 \text{ cm}^2$$

• **Choix des Armatures:**

$$4T10/ml \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/ml$$

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

➤ **Etat limite de service:**

$$M_t^s = 221.75 \text{ N.m}$$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{308.93}{221.75} = 1.393$$

$$\frac{1.393 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.397 > \alpha = 0.055 \text{ Condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**
 $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$
 fissuration peu nuisible }

⇒ les armatures calculées à l'ELU sont maintenues. Aucune vérification pour σ_s

- **Armatures de répartition :**

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{1.39}{4} = 0.35\text{cm}^2$$

- **Choix des Armatures:**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$$

(T10 → e = 25cm)

IV.4.2 : Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1470.97\text{daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{14709.7}{100 \times 13.4 \times 100} = 0.110\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.00\text{MPa}$
 Il n'est pas de reprise de bétonnage } ⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.4.3. Dessin du ferrailage:

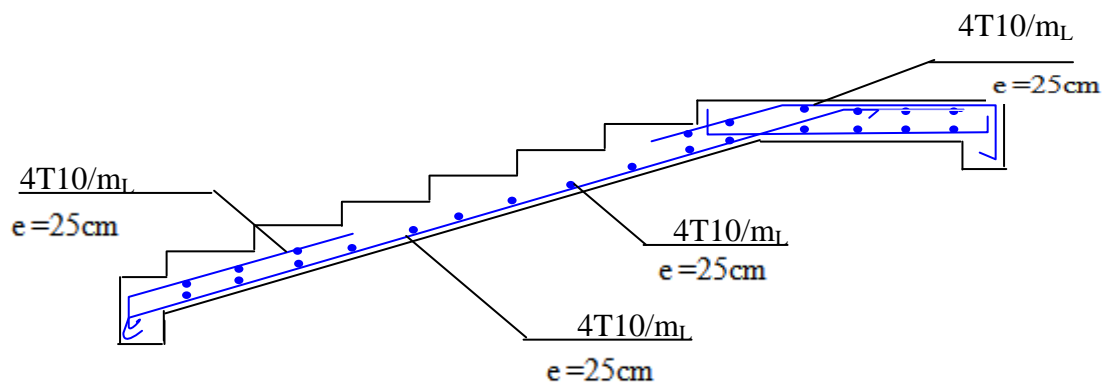


Fig. IV.15: Ferrailage de la pailleuse

CHAPITRE V

V. Etude sismique

V.1-Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [**R.P.A.99 (version2003)**].

V.2- Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.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.

Vue les conditions d'application imposées par la méthode statique équivalente ne sont pas applicable, dans ce cas on fait appel à la méthode dynamique modal-spectral par l'utilisation d'un logiciel de calcul « **Auto desk Robot Bat 2009** ».

V.2.2-Méthode dynamique :

➤ **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.

➤ **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

➤ **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 normales, contraintes σ ...)

V.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.

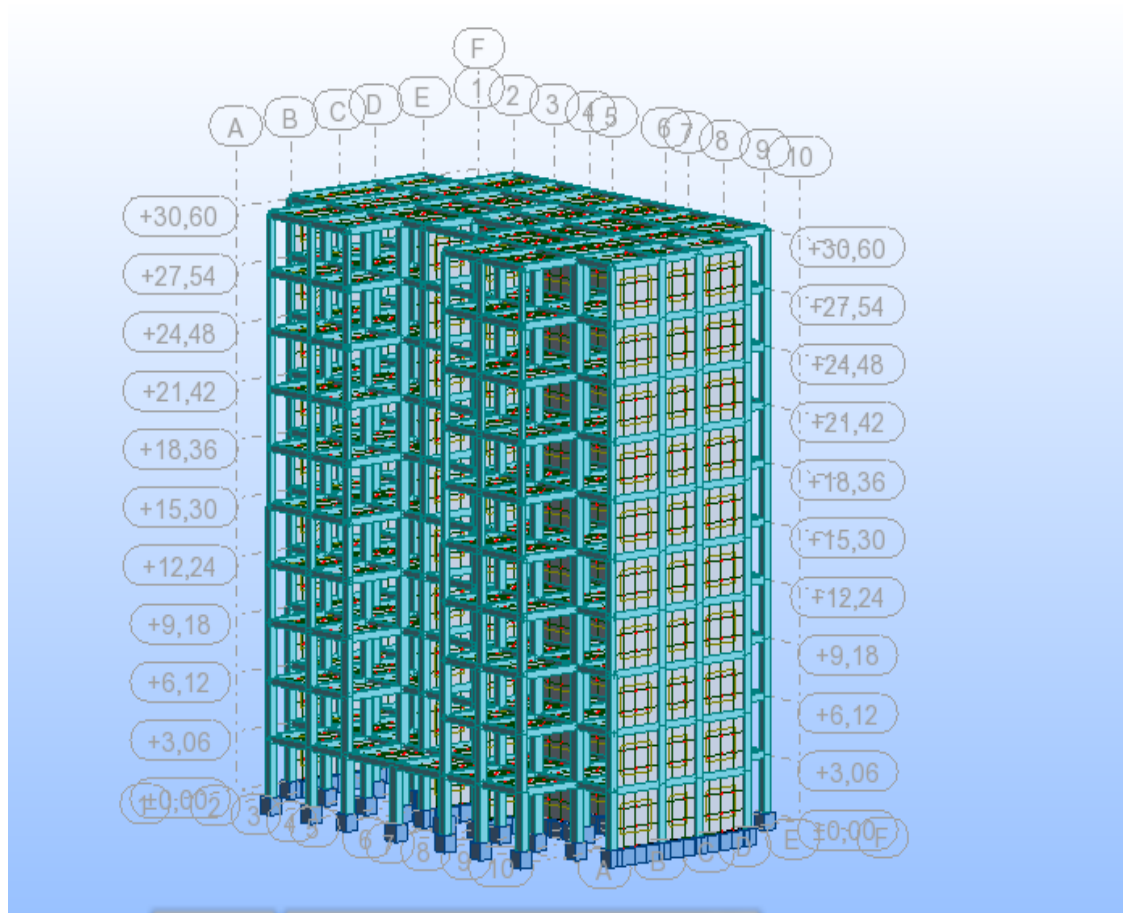


Fig. V. 1:Interface du Robot Bat

- **Détermination des charges :** pour notre cas, on a trois types :
 - 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) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
 - Vérification des erreurs.
 - Lancement de l'analyse.
 - Interprétation des résultats.

• **Détermination du spectre de réponse :**

Zone	:	Ila
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	7.00 %

V.4-interprétation des résultats :

V.4.1-Vérification la résultat des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{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.

➤ **Calcul la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

➤ **Coefficient de correction d'amortissement :**

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)**

$$\Rightarrow \xi = 7\%$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Période caractéristique T₂ :**

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

➤ **Période fondamentale :**

Elle est donnée par la formule suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 31.80m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

D'où :

$$T = 0.05 \times (31.80)^{3/4} \Rightarrow T = 0.67s$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} \text{ avec } L_x = 29.40m \Rightarrow T_x = 0.53s$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}} \text{ avec } L_y = 19m \Rightarrow T_y = 0.66s$$

D'après l'article (4.24) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs,

d'où :

$$T_x = \min(0.67; 0.53) = 0.53s$$

$$T_y = \min(0.67; 0.66) = 0.66s$$

On a :

$$T_2 = 0.5s \leq T_x = 0.53s \leq 3s$$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta(T_2/T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2.11 \\ D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.83 \end{cases}$$

➤ **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)

$$\Rightarrow A = 0.15$$

➤ **Coefficient de comportement R :**

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$ [RPA99 (version2003)/tableau 4]

➤ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Tableau. V. 1: 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	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.20	0.20

$$Q_x = 1 + 0.20 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$$

➤ **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

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation : $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

. V.4.2 Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) .

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \text{(RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

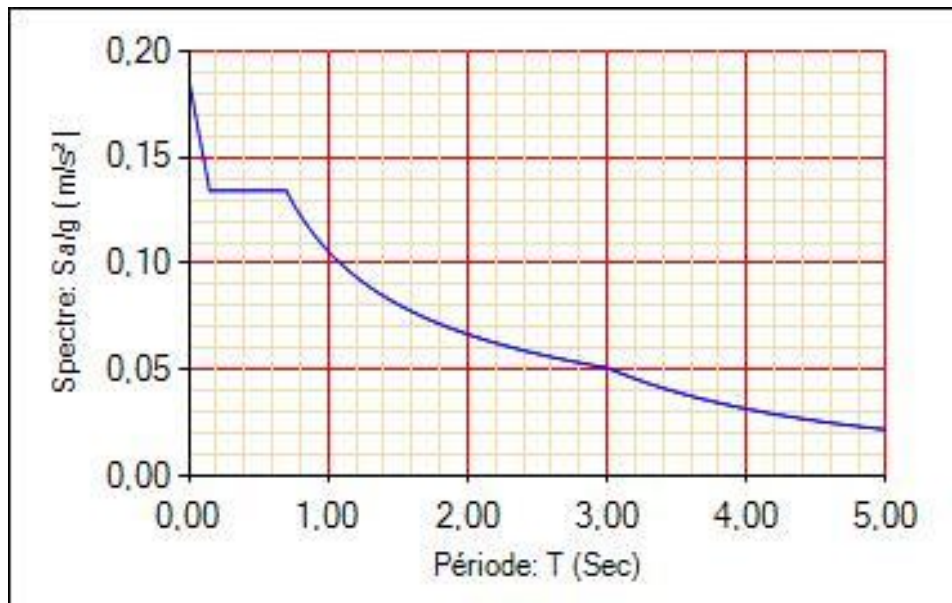


Figure V.2 : Spectre de réponse.

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T : Période fondamentale de la structure.

V.4.3 Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes propre de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.2 : période et facteur de participation massique

Mode	Période [sec]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masses cumulées UZ [%]
1	0,79	72.18	0.00	0
2	0,63	72.18	71.15	0
3	0,52	72.18	71.15	0
4	0,20	89.40	71.15	0
5	0,16	89.40	88.97	0
6	0,13	89.44	88.97	0
7	0,10	94.68	88.97	0
8	0,08	94.68	93.96	0
9	0,07	94.68	93.96	0
10	0,07	96.70	93.96	0

- **Constations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,54s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode.

V.4.4 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 effective supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 11 niveaux)

=> $K \geq 3\sqrt{11} \Rightarrow K \geq 10$ modes

V.4.5 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%

$T_{dyn} = 0.79s < 1.3T_{stat} = 1.3 \times 0.69 = 0.89s \Rightarrow$ condition vérification

➤ **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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel robot bat :

$$W = 102342.59 \text{ KN}$$

$$V_{xstat} = \frac{0.15 \times 2.11 \times 1.20}{4} \times 102342.59 = 9717.43 \text{ KN}$$

$$80\% V_{xstat} = 7773.94 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = \frac{0.15 \times 1.83 \times 1.20}{4} \times 102342.59 = 8427.91 \text{ KN}$$

$$80\% V_{ystat} = 6742.33 \text{ KN}$$

$$V_{xdyn} = 8201.29 \text{ KN} > 80\% V_{xstat} = 7773.94 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{ydyn} = 9279.44 \text{ KN} > 80\% V_{ystat} = 6742.33 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4.6. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontal 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_e : 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 : 34,34m – 31,42m)

Suivant X-X :

$$\delta_{ek} = 2.04 \text{ cm} \Rightarrow \Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\delta_{e(k-1)} = 1.79 \text{ cm}$$

Suivant Y-Y:

$$\delta_{ek} = 1.73 \text{ cm} \Rightarrow \Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)} = 0.18 \text{ cm}$$

$$\delta_{e(k-1)} = 1.55 \text{ cm}$$

Vérification :

$$\Delta K_x = 0.26 \text{ cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta K_y = 0.18 \text{ cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3.06 \text{ cm}$$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

Tableau. V.3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

h _k (cm)	Δ _{ek}		Δ _k		vérification
	sens x	sens-y	sens x	sens-y	
306	0.26	0.18	1.04	0.72	<Δ _{radm} =3.06cm
306	0.25	0.2	1	0.8	<Δ _{radm} =3.06cm
306	0.26	0.2	1.04	0.8	<Δ _{radm} =3.06cm
306	0.28	0.23	1.12	0.92	<Δ _{radm} =3.06cm
306	0.27	0.21	1.08	0.84	<Δ _{radm} =3.06cm
306	0.26	0.17	1.04	0.68	<Δ _{radm} =3.06cm
306	0.25	0.18	1	0.72	<Δ _{radm} =3.06cm
306	0.22	0.18	0.88	0.72	<Δ _{radm} =3.06cm
306	0.16	0.12	0.64	0.48	<Δ _{radm} =3.06cm

V.4.7. 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° 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.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$$F_T = 0 \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ sec} \longrightarrow T_x = 0,53 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_{xt} = 0$$

$$F_T = 0.07 T.V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \longrightarrow T_y = 0,66 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_{yt} = 0$$

Remarque :

✓ Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

✓ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V.4: Vérification de l'effort P.

Étage	h_K [cm]	P_K [kN]	V_{Kx} [kN]	V_{Ky} [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
RDC	306	8546.62	5819.64	9323.20	0,26	0,18	0,001	0,0005	✓
1 ^{er}	306	11106.79	5463.82	8873.47	0,25	0,20	0,001	0,0008	✓
2 ^{eme}	306	8875.34	4485.80	8736.73	0,26	0,20	0,001	0,0006	✓
3 ^{eme}	306	11035.22	3596.85	8093.24	0,28	0,23	0,002	0,001	✓
4 ^{eme}	306	11035.22	2764.67	7465.50	0,27	0,21	0,003	0,001	✓
5 ^{eme}	306	10972.08	2098.78	6692.22	0,26	0,17	0,004	0,0009	✓
6 ^{eme}	306	10972.08	1344.04	5782.90	0,25	0,18	0,006	0,001	✓
7 ^{eme}	306	10917.35	686.20	4699.28	0,22	0,18	0,01	0,001	✓
8 ^{eme}	306	10917.35	-164.15	3395.77	0,16	0,12	0,03	0,001	✓
9 ^{eme}	306	10917.35	-1035.81	1980.22	0,09	0,06	0,003	0,001	✓

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$ l'effet P- Δ est négligeable.

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

V.5. Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver2003).

CHAPITRE VI

VI. Etude des voiles

VI.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue un type de voile :

-Voile de contreventement

VI.2.Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme, ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

VI.2.1 .Description relative aux armatures des voiles :

Pour la section des voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.

Détermination de la nature de la section.

En flexion composée trois cas peuvent se présenter suivant la position de l'axe neutre à savoir passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures :

-Section entièrement tendue.

-Section partiellement comprimée.

-Section entièrement comprimée.

Tout en admettant que :

$N < 0$ est un effort de compression.

$N > 0$ est un effort de traction.

VI.2.2 .Disposition constructives des armatures :

On devra disposer les ferraillages suivants [RPA99/2003/7.7.4] :

Les armatures verticales.

Les armatures horizontales.

VI.2.3 .Ferraillage minimal :

Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible, les différents règlements imposent des sections minimales d'acier.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$

En zone courante : $A_{min} = 0.10\% \times b \times h$ (RPA 99 / version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min(1,5 \times e; 30cm)$ en zone courante.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

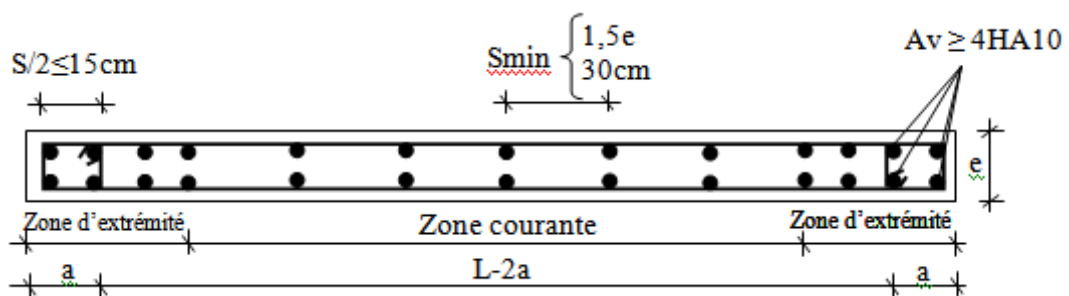


Figure VI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.2.4 .Vérification au flambement :

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme, on doit justifier au flambement quand l'élanement est limité, on peut effectuer le calcul à la flexion composée à condition de prendre certaines précautions.

VI.2.5 .Vérification de l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales :

• **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut que : $\tau_u = \frac{\bar{\tau}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{V}_u = 1,4 \cdot V_{calculée} ;$$

b : épaisseur du voile;

d : hauteur utile = $0,9 \cdot h$ et

h : hauteur totale de la section brute.

VI.2.6 Espacement minimal des armatures horizontales :

$$\delta_t \leq \min(1,5 \times 15; 30cm) = 22,5 cm \dots \dots \dots \text{en zone courante}$$

$$\delta_t \leq \frac{30}{2} = 15cm \dots \dots \dots \text{en zone d'extrémité.}$$

VI.3.Détermination du Ferrailage des voiles de contreventement :**Ferrailage des trumeaux :**

Le ferrailage des voiles se fera sous les sollicitations verticales et horizontales.

Le calcul du ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable.

VI.3.1.Calcul du ferrailage :

- **Détermination des sollicitations (N, M) :**

Les résultats sont donnés par logiciel robot.bat, les sollicitations (N, M) du panneau le plus sollicité sont :

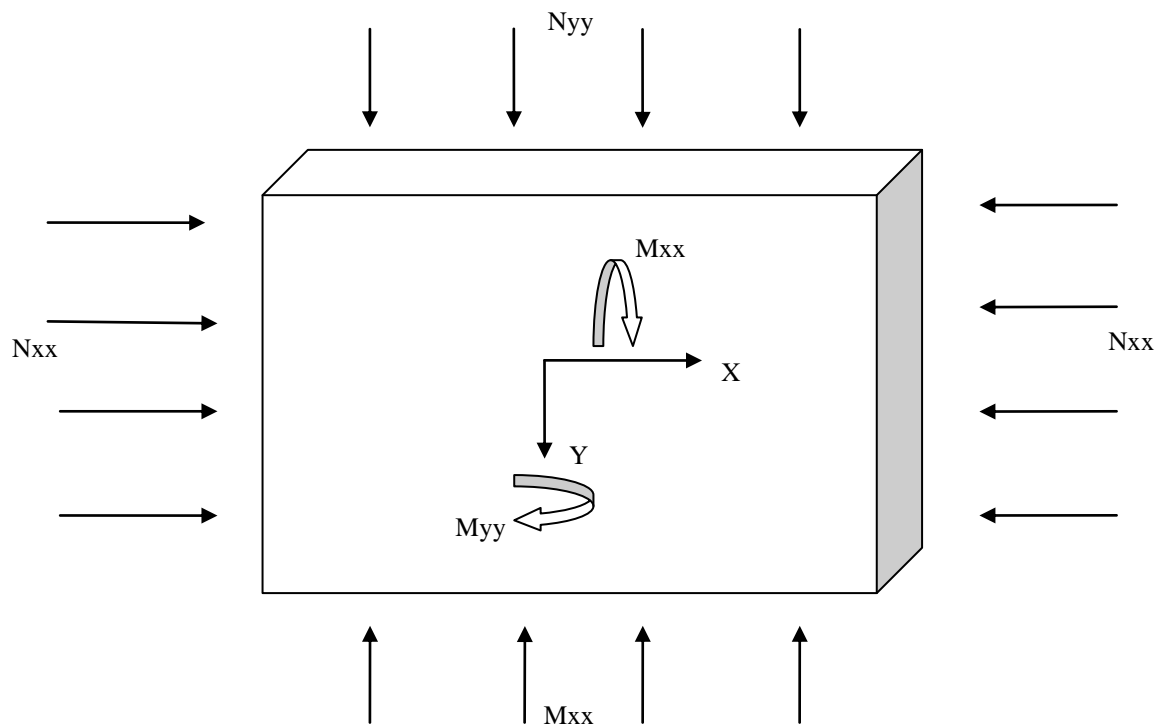


Fig. VI.2:Sollicitations sur les voiles

➤ **Calcul en l'ELU (situation accidentelle) :**

Sens y-y :

$$\begin{cases} N_{YYmax} = 1291.42 \text{ KN} \\ M_{cor} = 0.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a} \rightarrow \lambda = 2\sqrt{3} \frac{2.142}{0.15} = 49.46$$

$$\lambda = 49.46 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.61$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

$$B_r = (100 - 2)(15 - 2) = 1274$$

$$A_{th} = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{th} = \left[\frac{1291.42}{0.61} - \frac{1274 \times 10^{-2} \times 25}{0.9 \times 1.15} \right] \frac{1}{400} = 4.52$$

$$A_{min} = 15 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{th}, A_{min}) = A_{th} = 15 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T14 + 4T12 = 16.84 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures transversales :**

$$\phi_t = \phi_{max} / 3 \rightarrow \phi > 14 / 3 = 6$$

$$\phi = 6$$

Calcul en l'ELS :

- **Ferrailage suivant l'axe y-y**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{YY} = -556.72 \text{ KN} \\ M_{cor} = 0.00 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} * 400, 110\sqrt{1.6 * 2.1}\right)$$

$$\sigma_s = \min(267, 202) \text{ Mpa} \leftrightarrow \sigma_s = 202 \text{ Mpa}$$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0.556}{202} = 0.0027 \text{ m}^2$$

$$A_{ser} = 27 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_{min}) = \max(27, 15)$$

$$A = 27 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$7T16 + 9T14 = 27.92$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$B \leq \frac{A * f_e}{f_{t28}} \Rightarrow 100 * 15 \leq \frac{27.92 * 400}{2.1}$$

$$1500 < 5318 \rightarrow \text{Vérifié}$$

CHAPITRE VII

VII. Etude des portiques

VII.1.Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteau) et horizontaux (poutres)
L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VII.2 .Etude des poutres:

Les poutres sont calculées en flexion composée. Chaque poutre est soumise à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M).

VII.2.1.Combinaisons des charges:

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes;

Q : Charges d'exploitations et

E : Efforts sismiques.

VII.2.2.Combinaisons fondamentales:

➤ **Situation durables et transitoires :(BAEL 91) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots \text{E.L.U.} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{E.L.S.} \end{array} \right.$$

➤ **Situation accidentelles : RPA99 (version2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q ± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8 G ± E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M > 0 de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

✓ **Remarque**

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.bat.

VII.2.3-Ferrailage des poutres :

On distingue trois types de poutres :

Poutres principales (30 × 40) cm² ;

Poutres secondaires (30 × 35) cm².

VII.2.3.1. Vérifications des règlements :➤ **Recommandation du RPA99 (version 2003) (Art 7.5.2) :**✓ **Armatures longitudinales :**Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone IIa.

Armatures maximales

 $4\% \times B$ en zone courante $6\% \times B$ en zone recouvrementLongueur de recouvrement est de : $50.\emptyset$ en zone IIa.

Avec :

B : Section de la poutre.**Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section**S** : Espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travées si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

○ En dehors de la zone nodale : $s = \frac{h}{2}$ ✓ **Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

VII.2.3.2. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau.VII.2.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux.

Type des poutres		Moments		Efforts normaux	
		ELU	ELS	ELU	ELS
PP	travée	29.32	21.42	-50.89	-37.33
	appui	-81.63	59.69	25.18	18.49
PS	travée	29.92	21.89	-33.85	-24.84
	appui	-49.49	-36.18	35.59	26.12

VII.2.4.Exemple de calcul :

En prend la Poutre principale (30×40) cm² comme un exemple de calcul.

VII.2.4.1.Calcul des armatures longitudinales:**a) En travée :****➤ Etat limite ultime :**

$$M_t^u = 29320N$$

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29320}{11.33 \times 30 \times 36^2} = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < 0.393 \text{ AcierFeE400} \Rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.085$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.085 = 0.966$$

❖ Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29320}{348 \times 0.966 \times 36} = 2.4 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures:

$$5T10 \longrightarrow A=3.93 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service :

$$M_t^s = 21420N$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{AcierFeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

AcierFeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{29320}{21420} = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b 12 \text{ MPa}$$

-fissuration peu nuisible

-aucune vérification pour σ_s

} ⇒ les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

b) En appuis:**➤ Etat limite ultime :**

$$M_a^u = -81630$$

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{81630}{11.33 \times 30 \times 36^2} = 0.185$$

$$\mu = 0.185 < 0.393 \text{ Acier FeE400} \Rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.240}) = 0.258$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.258 = 0.897$$

❖ Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{81630}{348 \times 0.897 \times 36} = 7.26 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures:

$$5T16+3T12 \longrightarrow A=13.44 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service :

$$M_a^s = 59690 \text{ N}$$

Flexionsimple

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{81630}{59690} = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.258 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

$$-\sigma_b < \bar{\sigma}_b 12 \text{ MPa}$$

-fissuration peu nuisible

-aucune vérification pour σ_s

⇒ les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

VI.2.4.2-Conditions imposées par :

▪ L'RPA99 (version 2003) :

$$\text{Poutres principales « 30x40 » : } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire « 30x35 » : } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

▪ Le BAEL.91 :

$$\text{Poutres principales « 30x40 » : } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{1.8}{400}$$

$$A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire « 30x35 » : } A_{min} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{1.8}{400}$$

$$A_{min} = 0.98 \text{ cm}^2$$

VI.2.4.3. Longueur de recouvrement :

$$A_{tmin} = 50\phi_{lmax}$$

✓ **Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvée et les choix du ferrailage.

Tableau VII.2. : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

➤ **Etat limite Ultime:**

Type des poutres		Amin [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales (30*40)	Travées	1,1	3.4	3.4	5T12	5.65	60
	Appuis	1.1	3.4	7.7	5T16	10.05	80
Poutres secondaires (30x35)	Travées	1.1	3.4	3.2	5T12	5.65	60
	Appuis	1.1	3.4	4.2	5T14	7.70	70

VII.3-Etude des poteaux :

VII.3.1-Définition :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{z-z} et M_{y-y}).

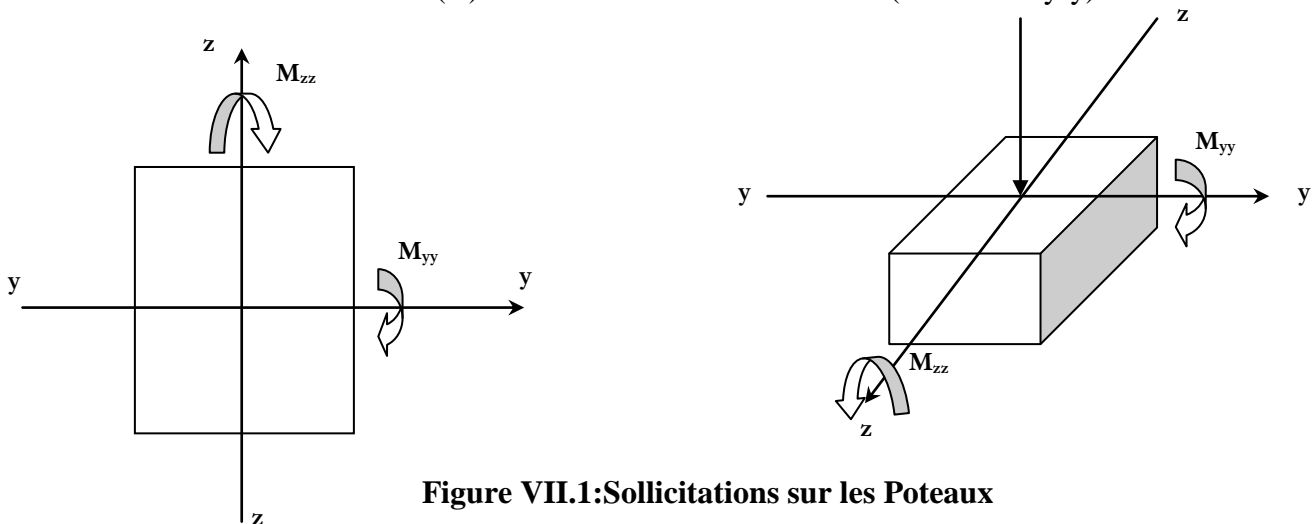


Figure VII.1: Sollicitations sur les Poteaux

VII.3.2-Principe de calcul :

On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

$$\text{Cas 1 : } \begin{cases} N_{max} \\ M_{yy\text{cor}} \end{cases}$$

$$\text{Cas 3 : } \begin{cases} M_{yy\text{max}} \\ N_{\text{cor}} \end{cases}$$

$$\text{Cas 2 : } \begin{cases} N_{min} \\ M_{yy\text{cor}} \end{cases}$$

VII.3.3-Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de: 0,8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de: 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa et La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre et on a :

$$L' = 2. h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : dimension de poteau ;

h_e : Hauteur libre entre deux étages ;

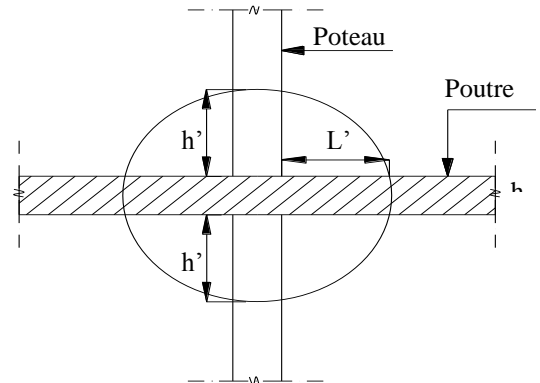


Fig. VII. 2: La zone nodale

☑ Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{min} = \max\left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b + h)}{100}\right] \Rightarrow \text{pour la compression simple.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la traction simple}$$

VII.3.4-Armatures transversales :

❖ Selon RPA99/version 2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Contrainte limite élastique de l'armature transversale;

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élancement géométrique λ_g :

- $\rho_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$; $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\right)$

- $\rho_a = 3.5$ si $\lambda_g < 5$

Avec :

L_f : Longueur de flambement ;

A et b : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée

δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale:

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{zone IIa}$$

- Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varphi_L \Rightarrow \text{zoneIIa}$$

φ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-Section minimal des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ En pourcentage est donné comme suit :

- 0.4% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$; interpolation des valeurs limitent précédentes.
-

Selon B.A.E.L 91 :

Le diamètre minimal des armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \varphi_{Lmax}$$

L'espace des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\varphi_{Lmin} ; 40cm. b + 10cm)$$

Avec : b : plus petite dimension de la section transversale du poteau ;

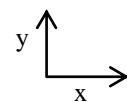
φ_{Lmin} : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance ;

Tableau VII.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux

Combinaison	Section (cm ²)		(30x30)	(35x35)	(40x40)	(45x45)	(50x50)
	Sollicitations		[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas 1	N_{max} (KN)	397.75	701.43	1043.93	1337.18	1900.64
		M_{yycor} (KN.m)	-0.04	-0.05	0	-0.07	-0.38
	Cas 2	N_{min} (KN.m)	20.55	110.15	200.61	306.42	31.62
		M_{yycor} (KN)	24.76	-26.24	-26.29	-18.39	-44.67
	Cas 3	M_{yymax} (KN.m)	25.73	26.24	26.29	18.39	79.97
		N_{cor} (KN)	20.64	110.15	200.61	306.42	126.15
Situation accidentelle (G+P ± 1,2E) (0,8G ± E)	Cas 1	N_{max} (KN)	375.44	675.83	1130.21	2028.02	3540.57
		M_{yycor} (KN.m)	-0.11	-0.15	-27.80	-14.66	-107.25
	Cas 2	N_{min} (KN.m)	-61.02	-300.53	-773.69	-1515.59	-2130.98
		M_{zzcor} (KN)	-1.68	-5.75	-14.04	-26.61	-6.88
	Cas 3	M_{yymax} (KN.m)	40.97	51.99	59.62	53.19	187.33
		N_{cor} (KN)	33.25	12.21	18.29	842.25	134.30

VII.3.5.Exemple de calcul :

Ferraillage du poteau de Section : (45× 45)cm².



VII.3.5.1.Calcul des armatures :

❖ **Armatures longitudinales :**

a) Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime : (1.35 G + 1.5 P)

1^{er} Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- N_{max} = 1337.18KN (compression)
- M_{yy}^{cor} = -0.07KN.m

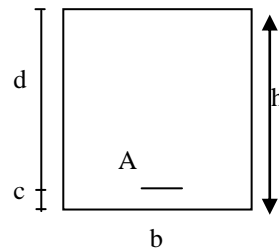


Fig. VII. 3: Section de calcul

Calcul suivant l'axe y-y :

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N} = \frac{7}{1337.18} = 0.005cm \approx 0.00 \rightarrow \text{Compression simple}$$

La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance :

$$A'_1 = \frac{N - 100 B \cdot \sigma'_b}{100 \sigma'_2} = \frac{1337.18 \times 10^3 - 100 \times 45 \times 45 \times 11.33}{100 \times 348}$$

$$A'_1 = -27.50 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{[1 + 0.2 \times (35 / 35)^2]} = 0.71$$

$$A_1'' \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r \cdot f_c 28}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_1'' \geq \left(\frac{1337.18}{0.81} - \frac{1849 \times 20 \times 10^2}{0.9 \cdot 1.5} \right) \cdot \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -78.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_1'' < 0 \Rightarrow A_1'' = 0.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = \max \left(A'_1 ; A_1'' \right) \Rightarrow A_1^{\text{cas 1}} = 0.00 \text{ cm}^2$$

Cas 2:

calcul A₂

$$M_y = -18.39 \text{ KN.m}$$

$$N = 306.42 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm}$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

\Rightarrow La section sera sollicitée à flexion composée

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué \Rightarrow les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élancement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 2 \times \sqrt{3} \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 16.49 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élancement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ Dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élaner.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée : **[BAEL91/A4.3.5]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250} \right] : \text{Excentricité additionnelle;}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) : \text{Excentricité du second ordre};$$

$l_f = 0.7l_0$: longueur de flambement ;

l_0 = longueur libre du poteau.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{esr}}\right) \text{ et } \alpha \in [0 \div 1]$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanées sous la charge considérée; φ est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u \text{ inchangé} \quad M_u = e \times N_u$$

Pour notre cas:

$$l_0 = 306 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 45} (2 + 0.81 \times 2) = 1.11 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e = 6 + 2 + 1.11 = 9.11 \text{ cm}$$

$$e = 9.11 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$Nu(d - d') - M1 < (0.5h - d')bh\sigma_{bc}$$

$$M1 = Mu + Nu(d - \frac{h}{2})$$

$$M1 = 26.29 + 306.42 \left(40.5 - \frac{45}{2}\right) \times 10^{-2} = 81.45 \text{ KN.m}$$

$$Nu(d - d') - M1 < (0.5h - d')bh\sigma_{bc} \rightarrow 34.99 < 45.88 \text{ (Armatures simple)}$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{Nu(d-d')-M1}{bh^2\sigma_{bc}}}{0.8571 - \frac{d'}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{306.42(40.5-2.5)-81.45}{(45 \times 45^2 \times 11.33)}}{0.8571 - \left(\frac{2.5}{45}\right)} = 0.46$$

$$\varepsilon'_s = 2\text{‰} + \left(3.437 - 8.019 \frac{d'}{h}\right) \sqrt{(1 - \Psi)}$$

$$\varepsilon'_s = 2\text{‰} + \left(3.437 - 8.019 \frac{2.5}{45}\right) \sqrt{(1 - 0.46)} = 2.20$$

$$\sigma_s^1 = \frac{fe}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_s^1 = 348$$

$$A_1 = \frac{N_u - \psi b h \sigma_{bc}}{\sigma_s^1} = 3.6$$

Cas 4 :Sens y-y

$$N = 2028.02 \text{ KN}$$

$$M_y = -14.66 \text{ KN.m}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 0.72 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm}$$

⇒ le centre de pression se trouve dans le noyau central.

La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance :

$$A_2' = \frac{N - 100 B \cdot \sigma_b'}{100 \cdot \sigma_2} = \frac{2028.02 \times 10^3 - 100 \times 45 \times 45 \times 14.78}{100 \times 348}$$

$$A_2' = -7.65 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2' = 0$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\lambda = 16.49$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$Br = (45 - 2) \times (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A_2'' \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r \cdot f_c \cdot 28}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_2'' \geq \left(\frac{2028.02}{0.81} - \frac{1849 \times 20 \times 10^2}{0.9 \cdot 1.15} \right) \cdot \frac{1.5}{400 \times 10^2} =$$

-133.89 cm².

$$A_2'' < 0 \Rightarrow A_2'' = 0$$

$$A_2^{case 4} = \max \left(A_2' ; A_2'' \right) \Rightarrow A_2^{case 4} = 0$$

$$A_4 = \max \left(A_1^{case 4} ; A_2^{case 4} \right) \Rightarrow A_4 = 0$$

$$A_4^{cas 4} = 0$$

Cas 6 :Sens y-y

$$M = 53.19 \text{ KN.m}$$

$$N = 842.25 \text{ KN}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 6.32 \text{ cm} > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

⇒ La section sera sollicitée à flexion composée

$$e = 6.32 + 2 + 1.11 = 9.43 \text{ cm}$$

$$e = 9.43 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$Nu(d - d') - M1 < (0.5h - d')bh\sigma_{bc}$$

$$M_1 = Mu + Nu(d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 53.19 + 842.25 \left(40.5 - \frac{45}{2}\right) \times 10^{-2} = 204.80 \text{ KN.m}$$

$$Nu(d - d') - M1 < (0.5h - d')bh\sigma_{bc} \rightarrow 115.25 > 59.86 \text{ (Armatures doubles)}$$

$$A_1 = \frac{M_1 - (0.5h - d')bh\sigma_{bc}}{(d - d')\sigma}$$

$$A_1 = \frac{204.80 - (0.5 \times 45 - 2.5') \times (45 \times 45 \times 14.78)}{(40.5 - 2.5) \times 266.66} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh\sigma_{bc}}{\sigma}$$

$$A_2 = \frac{842.25 - (45 \times 45 \times 14.78)}{266.66} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Remarque :

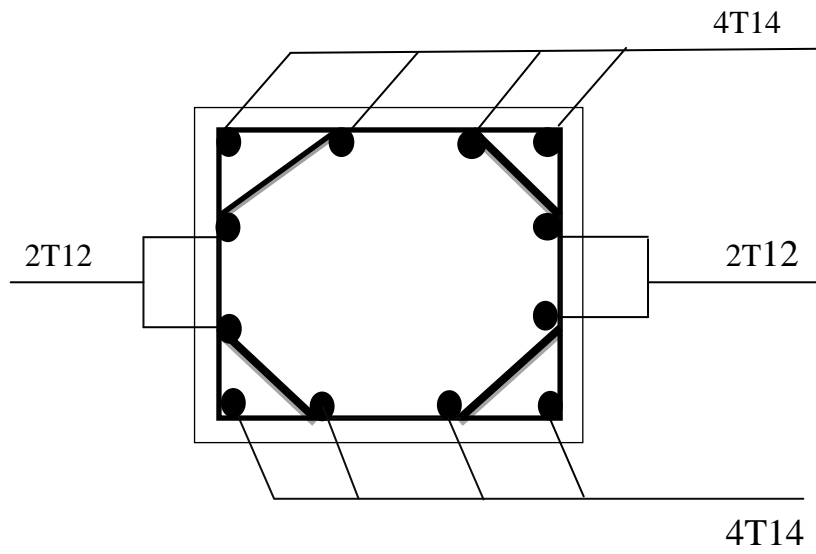
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)		Ferrailage	A(cm ²)	Long de rec(cm)
		RPA	BAEL			
(50x50)	27	25	8	8T20+4T14	31.	100
(45x45)	20.6	20.3	7,2	8T16+4T14	22.24	80
(40x40)	10.7	16	6,4	8T12+4T14	15.2	70
(35x35)	4.2	12.3	5,6	8T12	9.05	60
(30x30)	3.5	9	4,8	4T14	6.16	70

VII.4.Dessin de ferrailage :

Poteau (45x45)

**Fig.VII.4: Ferrailage des poteaux (45x45)cm²**

CHAPITRE VIII

VIII. Etude d'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provient de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a. Fondation superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Semelles générales.

b. Fondation profondes :

- Semelle sur puits ;
- Semelle sur pieux.

Vérification la semelle filante et donner par N représente la somme des charges par file :

$$\sigma_{\text{sol}}^- = 2.5 \text{bars} ; l_x = 29.40 \text{m} ; l_y = 19 \text{m}$$

$$S_s = \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_{\text{sol}}^-} = \frac{87776.87}{2.5} = 351.11 \text{m}^2$$

$$S_b = L * l = 29.40 * 19 = 558.6 \text{m}^2$$

$$\text{Donc } \frac{S_s}{S_b} = \frac{351.11}{558.6} = 0.63 = 63\% > 50\%$$

➤ **Conclusion :**

Alors on choix d'un radier général est indispensable

VIII.2. Etude du radier :**VIII.2.1. Généralité :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, il sera 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 selon les combinaisons d'action suivantes :

➤ **L'état limite ultime :**

- Situation durable et transitoire :

ELU → $1,35G + 1,5Q$

- Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ACC1} \longrightarrow G + Q + E \\ \text{ACC5} \longrightarrow 0.8G + E \\ \text{ACC5} \longrightarrow 0.8G - E \end{array} \right.$$

➤ **L'état limite de service :**

ELS → $G + Q$

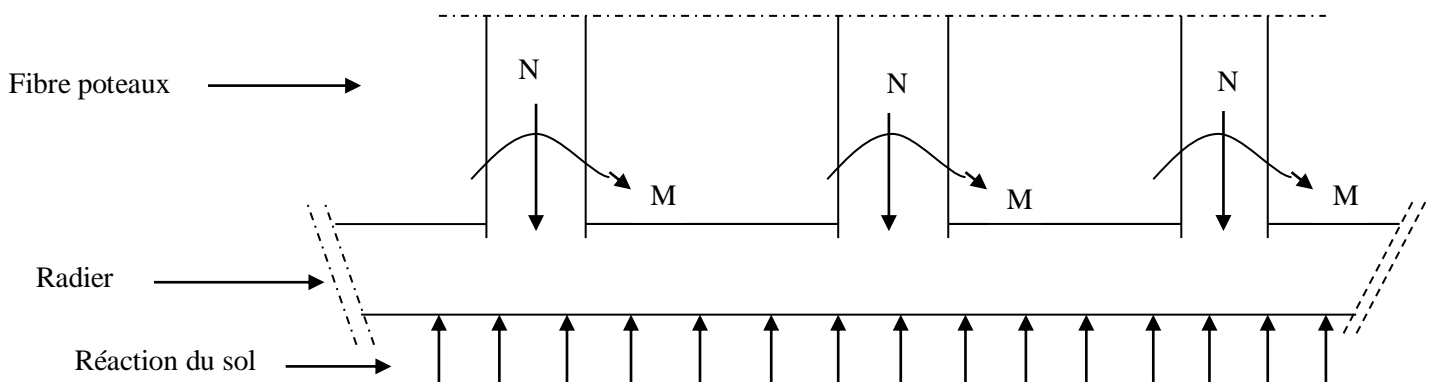
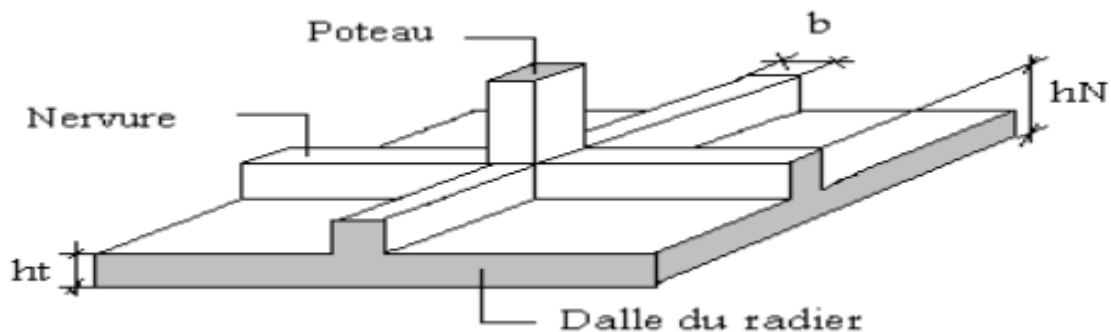


Fig VIII.1 : Schéma du radier général

VIII.2.2. Pré-dimensionnement du radier :**➤ 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 apportés 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 VIII. 2 : Radier****➤ Condition forfaitaire :**

$$L_x = 4.70\text{m}$$

Avec :

L : La plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5} \Rightarrow \frac{470}{8} \leq h_r \leq \frac{470}{5} \Rightarrow 58.75\text{cm} \leq h_r \leq 94\text{cm}$$

➤ Condition de rigidité :

$$L \geq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K: Coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40\text{MN}/\text{m}^3$ [HENRY THOBIER]

E: module d'Yong du béton ($E=3.10^4 MPa$);

I : inertie du radier ($I=\frac{b \times h^3}{12}$);

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L= 4.7m \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.7}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.68m$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

b: Epaisseur du radier ;

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.LU.R

Pour notre structure,

$$N_{u \max} = 1900.64KN$$

Appliquée par un poteau de section carré (50*50) cm²

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

a: section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0.50 + 0.50 + 2h) \times h \times \frac{20}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0.50 + 0.50 + 2h) \times h \times 13.33$$

$$2.4h^2 + 1.2 h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1900.64 \text{ KN} = 1.9 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,67\text{m} \Rightarrow h \geq 67 \text{ cm}$$

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra } h_n = 60 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra } e=40 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h=100 \text{ cm}$

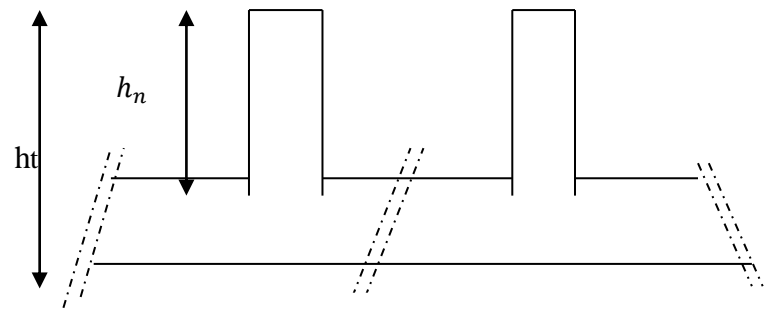


Fig.VIII.3 : Dimension du radier

Calcul le débordement :

$$d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(50 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \Rightarrow d = 50 \text{ cm}$$

Calcul la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} = (29.4 + 1) \times (19 + 1)$$

$$S_{\text{radier}} = 608 \text{ m}^2$$

a. Condition de non cisaillement :

$$\text{(Fissuration préjudiciable) } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} :$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1, 1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible et

T^{\max} : Effort tranchant maximum :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.70} = 1.11 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

Le poids de superstructure :

$$G = 59365.19 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{59365.19}{608} + 1,5 \times 5 \Rightarrow \bar{q}_u = 139.31 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur : $q_u = \bar{q}_u = 1 \times 139.31 = 139.31 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{139.31 \times 4.70}{2} \times \frac{4.20^4}{4.20^4 + 4.70^4} = 127.48 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{139.31 \times 4.20}{2} \times \frac{4.70^4}{4.70^4 + 4.20^4} = 178.64 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 178.64 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{178640}{(0,9 \times 100 \times 1.25) \times 100} = 15.88 \text{ cm}$$

Pré-dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire

les conditions suivantes :

$$b_0 = b_{poteaux} = 50 \text{ cm}$$

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

$$L_x = 470 \text{ cm} ; L_y = 420 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} b_1 &\leq \frac{L_x}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \\ b_1 &\leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{420 - 50}{2} = 185 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

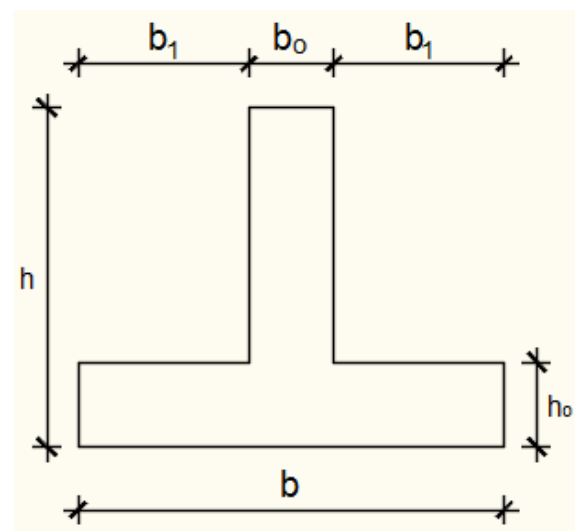


Fig. VIII. 4 : dimension de la poutre.

$$b_1 = 47 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 47 + 50 = 144 \text{ cm}$$

Dimensions de la poutre :

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 = 47 \text{ cm}$$

Tableau VIII.1. Dimension des poutres :

	Poutres principales	Poutres secondaires
$h(\text{cm})$	100	100
$h_0(\text{cm})$	40	35
$b_0(\text{cm})$	50	50
$b_1(\text{cm})$	50	50
$b(\text{cm})$	150	145

VIII.3. Détermination de la sollicitation :

a. Caractéristiques du radier :

$$h = 100 \text{ cm}, e = 40 \text{ cm}; h_n = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 608 \text{ m}^2$$

Avec : V_x, V_y : Abscisses du centre de gravité du radier

$$I_{xx} = I_{xG} + A_i (y_G - y_{Gi})^2$$

$$I_{yy} = I_{yG} + A_i (X_G - X_{Gi})^2$$

$$I_{xx} = 44567.75 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 41932.44 \text{ m}^4$$

$$V_x = 14.27 \text{ m}$$

$$V_y = 9.85m$$

➤ **Calcul du poids du radier :**

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{batiment}}$$

$$P_s = b_0(h-h_0) \times (l_y - 10 \times 0.50) \times 25 = 0.50 \times 0.60 \times (19 - 6 \times 0.5) \times 25 = 120\text{KN}$$

$$P_p = b_0(h-h_0) \times (l_x - 10 \times 0.60) \times 25 = 0.50 \times 0.60 \times (29.4 - 10 \times 0.50) \times 25 = 183\text{KN}$$

$$P_1 = \gamma \times S \times e = 25 \times 681 \times 0.40 = 6810\text{KN}$$

$$P = P_1 + P_p + P_s = 6810 + 120 + 183$$

$$P = 7113\text{KN}$$

➤ **Vérification vis à vis de l'effort de soulèvement :**

$$P=59365.19 \text{ KN}$$

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas : $P \geq F_s \times S \times \gamma \times Z$

Avec :

P : poids du bâtiment.

S : surface d'assise du bâtiment

Z : l'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau ($1\text{t}/\text{m}^3$)

Pour la structure étudiée :

$$P_f = F_s \times S \times \gamma \times Z = 1 \times 1.5 \times 3.06 \times 681 = 3125.79\text{t}$$

➤ **Surcharges d'exploitation : Q_R**

$$Q_r = 5 \times S = 5 \times 681 = 3405\text{KN}$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

Situation durable et transitoire : $(1,35G+1,5Q) + (1,35P_r+1,5 Q_r)$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{N_u^1}$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{N_u^2}$$

Avec :

N_u : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELU.

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire:

$$M_{x1G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y1G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x, M_y, F_z Sont donnés par le logiciel Robot Bat ;

x, y : Abscisses du point d'application de F_z .

➤ **Etat limite ultime :**

$$N_u = 87776.62 \text{KN}$$

$$N_u^2 = 87776.62 + (1.35 \times 7113 + 1.5 \times 3405) = 102486.67 \text{KN}$$

$$M_x = 39.33 \text{KN.m}$$

$$M_y = 1.52 \text{KN.m}$$

➤ **Situation accidentelle : [(G + Q ± E) + Qr + Pr]**

$$N_{acc} = 47492.15 \text{KN}$$

$$N_{acc}^2 = 47492.15 + (7113 + 3405) = 58010.15 \text{KN}$$

$$M_x = -3081.61 \text{KN.m}$$

$$M_y = -224.14 \text{KN.m}$$

➤ **Etat limite de service: (E.L.S)**

$$(G + Q) + (p_r + Qr)$$

$$N_{ser}^1 = 64454.27 \text{KN}$$

$$N_s = 64454.27 + (7113 + 3405) = 74972.27 \text{KN}$$

$$M_x = 28.85 \text{KN.m}$$

$$M_y = 1.12 \text{KN.m}$$

➤ **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)

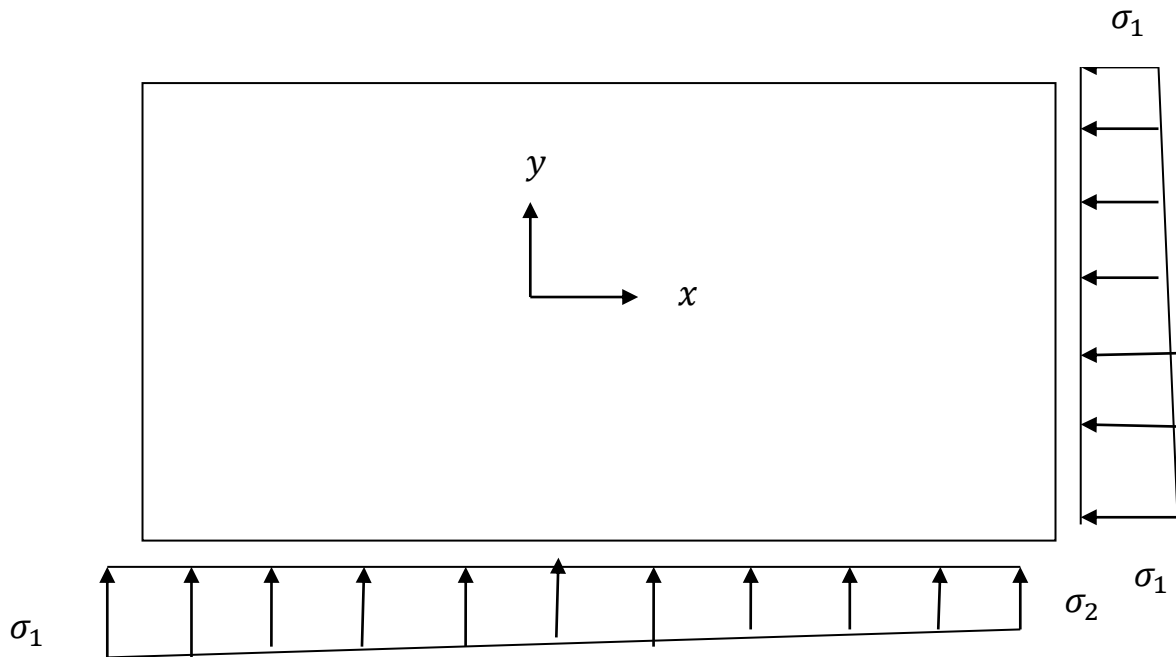


Fig VIII.5.Schéma des contraintes du sol

Situation durable et transitoire :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 87776.62 \text{KN}$$

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2.5 \text{bars}$$

$$\overline{\sigma_{\text{adm}}} = \overline{\sigma_{\text{sol}}^u} = 2\sigma_{\text{sol}} = 5 \text{bars}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{87776.62}{681} \pm \frac{39.33}{44567.75} \times 14.27 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.28 \text{bars} < \sigma_{\text{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.28 \text{bars} < \sigma_{\text{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.28 \text{bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{87776.62}{681} \pm \frac{1.52}{41932.44} \times 9.85 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.28 \text{bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.28 \text{bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.28 \text{bars}$$

➤ **Situation accidentelle**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{acc}}}{S_r} \pm \frac{M_{\text{acc}}}{I_r} \cdot V$$

$$N_{\text{acc}} = 47492.15 \text{KN}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{47492.15}{681} \pm \frac{3081.61}{44567.75} \times 14.27 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.1 \text{bars} < \sigma_{\text{adm}} = 5 \text{bars} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.1 \text{bars} < \sigma_{\text{adm}} = 5 \text{bars} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.1 \text{bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{47492.15}{681} \pm \frac{3081.61}{41932.44} \times 9.85 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.1 \text{bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.1 \text{bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.1 \text{ bars}$$

➤ **Etat limite service :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} \pm \frac{M_{\text{ser}}}{I_r} \cdot V$$

$$N_{ser} = 64454.27 \text{KN}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{64454.27}{681} \pm \frac{28.85}{44567.44} \times 14.27 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.9 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.9 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.9 \text{bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{64454.27}{681} \pm \frac{1.12}{41932.44} \times 9.85 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.9 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.9 < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.9 \text{ bars}$$

VIII.4 : Ferrailage du radier :

• **Ferrailage de la dalle :**

-Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

-La fissuration est considérés comme préjudiciable

• **Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m.

$$q = \sigma_m \times 1 \text{m}$$

Le panneau le plus sollicité : $\begin{cases} L_x = 4.70 \text{m} \\ L_y = 4.20 \text{m} \end{cases}$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.70}{4.20} = 1.1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \longrightarrow$ Suivant la direction L_x

$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow$ Suivant la direction L_y

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$q_u = \sigma_m \cdot 1m = 128KN$

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

$q_{ser} = \sigma_m \cdot 1m = 90KN$

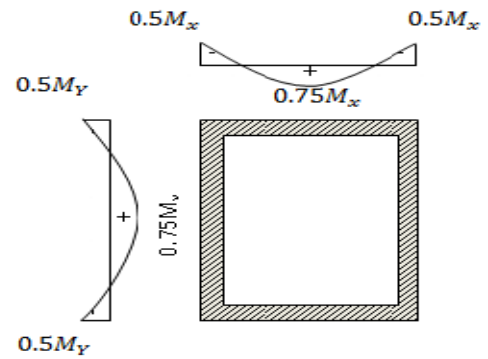


Fig VIII.6.Schéma du panneau de la dalle

Tableau VIII.2 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a [KN.m]	555.73	451.68	254.58	226.51
M_t [KN.m]	944.73	677.52	636.44	641.78

• **Calcul des armatures :**

➤ **Enrobage**

Fissuration préjudiciable $a=2\text{ cm}$

$C_x = a + \frac{\phi}{2}$

$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$

$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{ cm}$

Donc : $\phi = 2\text{ cm}$

$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3\text{ cm}$

$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5\text{ cm}$

$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3 = 37\text{ cm}$

$d_y = h_0 - C_y = 40 - 5 = 35\text{ cm}$

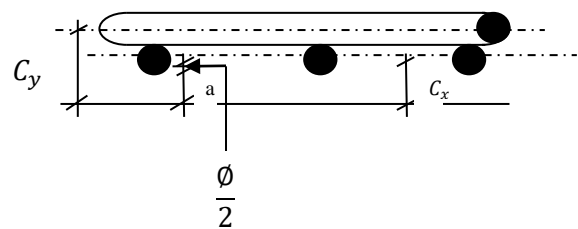


Fig VIII.7: Enrobage

➤ Section de calcul :

a. Sens x-x :

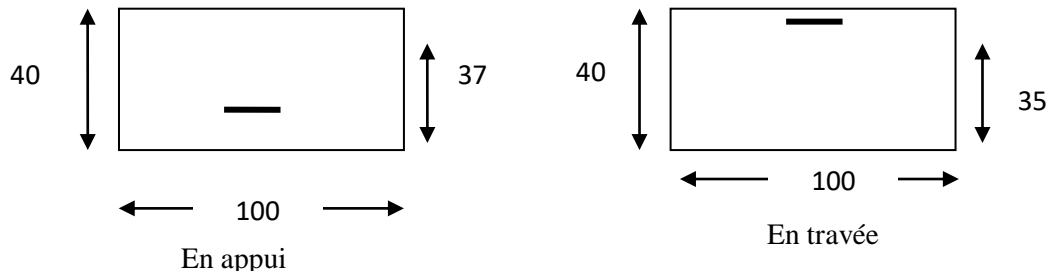


Fig VIII.8. Section de calcul dans le sens x-x

b. Sens y-y:

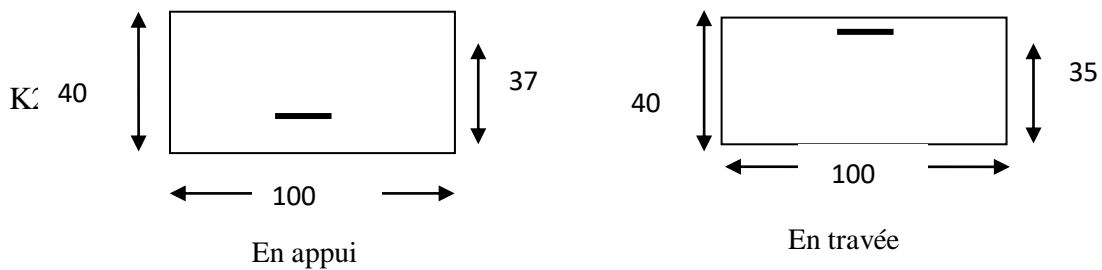


Fig VIII.. Section de calcul dans le sens y-y

➤ Sens X-X :

1. En travée :

➤ E.L.U :

$$M_u = 94430 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{94473}{11.33 \times 100 \times 37^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 > \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{94473}{348 \times 0.97 \times 37} = 7.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 7.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T14 \rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T16 \rightarrow e=20 \text{ cm})$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 67752 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7.70}{100} = 1.15 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.15 \times 37 = 85.1 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.15 + \sqrt{85.1 + 1.15^2} = 8.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 8.15^3}{3} + 15 \times 7.70 (37 - 8.15)^2 = 98347.33 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{67752}{98347.33} = 0.68$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.68 \times 8.15 = 5.542 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.68 \times (37 - 8.15) = 294.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 294.27 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être} \\ \text{Recalculé à l'ELS} \end{array}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{67752}{294.27 \times 100 \times 37^2} = 0.00168$$

$$\mu_1 = 0.00168 \rightarrow (\text{du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0.931 \\ k_1 = 57.46 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{57.46} = 3.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{67752}{294.27 \times 0.931 \times 37} = 6.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T}16/\text{ml} \rightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}20 \rightarrow e=25\text{cm})$$

2. En appuis :

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

$$M_{ax}^u = 55573 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{55573}{11.33 \times 100 \times 37^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{45168}{348 \times 0.982 \times 37} = 3.57 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10 \rightarrow A = 3.93\text{cm}^2$$

$$(T14 \rightarrow e=25\text{cm})$$

- **E.L.S :**

$$M_{ax}^{ser} = 45168 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.57}{100} = 0.53\text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.35 \times 37 = 25.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 4.59\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 56636.67\text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{45168}{56636.67} = 0.78$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.78 \times 4.59 = 3.58\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.78 \times (37 - 4.59) = 379.20\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 379.20\text{MPa} > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être Recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{45168}{397.20 \times 100 \times 37^2} = 0.00083$$

$$\mu_1 = 0.00083 \quad (\text{Du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0.950 \\ k_1 = 85 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{397.20}{85} = 4.67 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = \text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{45168}{397.20 \times 0.950 \times 37} = 3.24 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T14} \rightarrow A = 7.70 \text{cm}^2/\text{ml}$$

(T16 $\rightarrow e=20\text{cm}$)

➤ **Sens Y-Y :**

1. En travée :

➤ **E.L.U :**

$$M_u = 6344 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{63644}{11.33 \times 100 \times 35^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{63644}{348 \times 0.979 \times 37} = 5.05 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 37 = 2.9 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 5.05 \text{cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T14 \rightarrow A = 6.15\text{cm}^2$$

$$(T14 \rightarrow e=20\text{cm})$$

- **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 64178 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.15}{100} = 0.92\text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 64.58\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 7.17\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 83735.17\text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{64178}{83735.17} = 0.77$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.77 \times 7.17 = 5.52\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 321.44\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 321.44\text{MPa} > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être} \\ \text{Recalculé à l'ELS} \end{array}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{64178}{321.44 \times 100 \times 35^2} = 0.00162$$

$$\mu_1 = 0.00162 \quad (\text{Du tableau}) \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ k_1 = 58.53 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{321.44}{58.53} = 5.50\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 12\text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n' existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{64178}{321.44 \times 0.932 \times 35} = 6.12\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T20 \rightarrow A = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e=25\text{cm})$$

- 2. **En appuis :**

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

$$M_{ax}^u = 25458 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{25458}{11.33 \times 100 \times 35^2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{25458}{348 \times 0.99 \times 35} = 2.11 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e=25\text{cm})$$

- **E.L.S :**

$$M_{ay}^{ser} = 22651 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 0.68$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 35 = 47.46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 6.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 64189.08 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{22651}{64189.08} = 0.35$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.35 \times 6.24 = 2.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 150.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{22651}{150.99 \times 100 \times 35^2} = 0.00122$$

$$\mu_1 = 0.00175 \quad (\text{Du tableau}) \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.940 \\ k_1 = 68.33 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{150.99}{68.33} = 2.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{22651}{150.99 \times 0.940 \times 35} = 4.56 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T14/ml} \rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T16} \rightarrow e=25\text{cm})$$

Tableau.VIII.3 .Tableau des moments et choix des armatures

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	M _a [KN. m]	M _t [KN. m]	M _a [KN. m]	M _t [KN. m]
Combinaisons				
ELU	555.73	944.73	254.58	636.44
ELS	451.68	677.52	226.51	641.78
A _{cal}	3.57	7.56	2.11	5.05
Choix armature	5T14	5T14	4T12	4T14
	3.93	7.70	4.52	6.15
A _{ser}	3.24	6.68	4.53	6.12
Choix armature	5T14	5T16	5T14	4T20
	7.70	10.05	7.70	12.57

VIII.5. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de cm de chaque coté

➤ **E.L.U :**

$$\sigma_m = 128KN/m^2$$

-Pour une bonde de 1 m de largeur :

$$q_u = 1 \times 128 = 128 KN/ml$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -16 KN.m$$

➤ **E.L.S :**

$$q_s = 1 \times 90 = 90KN/ml$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -11.25KN.m$$

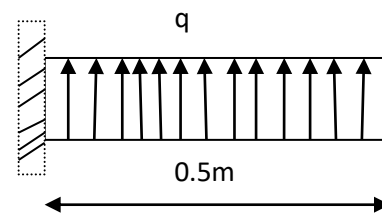


Fig. VIII.10. schéma statique du débordement.

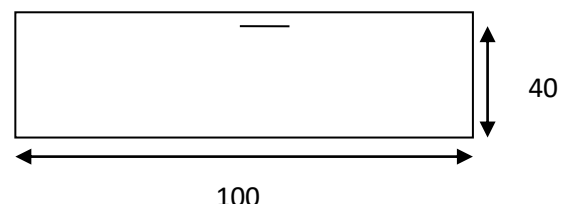


Fig VIII.11. Section de calcul

• **Détermination des armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{16000}{11.33 \times 100 \times 37^2} = 0.0103$$

$$\mu = 0.0103 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

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

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{16000}{348 \cdot 0.995 \cdot 37} = 1.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 37 \cdot \frac{1.8}{400} = 3.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1.24; 3.83) = 3.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite service :**

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b = 0.6f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.68 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 37 = 50.17 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 6.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 72222.34 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{11250}{72222.34} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.16 \times 6.44 = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (37 - 6.44) = 73.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 73.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

VIII.6. Armatures transversales :

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL 91/A.5.1,211 :

$$T_u = q_u \times L = 128 \times 0.5 = 64 \text{ KN}$$

- **Fissuration préjudiciables :**

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2; 4 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{61000}{100 \times 100 \times 37} = 0.16 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne de la poutre

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

La section du béton doit vérifier :

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

$$\text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 37 = 33.3 \text{ cm}$$

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$T_u = 61000 \leq 0.267 \times 33.3 \times 100 \times 20 = 1778220 \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow pas d'influence de l'effort tranchant

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure :**

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

$$\Rightarrow A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(61000 + \frac{16000}{0.9 \times 37} \right) 10^{-2}$$

$$\Rightarrow A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 1.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow Les armatures en appuis sont suffisantes

- **Section et écartement des armatures transversales :**

1. **Diamètres des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{100}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ → de nuance d'acier FeE400

On choisit 4T8 → $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

On prendra : $e=20 \text{ cm}$

VIII. 7.Ferraillage des poutres:

VIII.7.1.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 sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par q équivalente.

On a deux types de poutres:

Poutres principales: supportent des charges trapézoïdales.

Poutres secondaires: supportent des charges triangulaires.

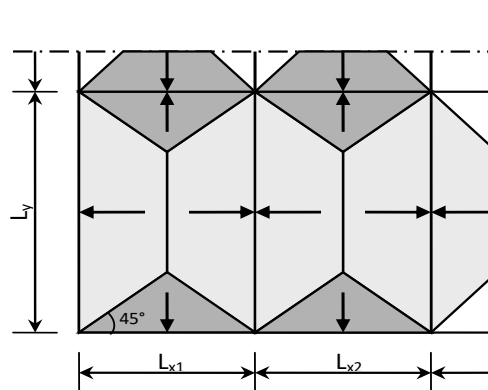


Fig. VIII.12 .Distribution des charges

➤ **Poutres principales:**

Etat limite ultime (E L U):

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx) \cdot Lx}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[123 \times \frac{5 + (4.5 - 4.5) \cdot 4.5}{2} \right] \frac{2}{4.5}$$

$$q_1 = 276.75 \text{ KN}$$

➤ **Poutres secondaires:**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \left(\frac{Lx}{2} \right)^2 \right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[123 \times \frac{4.5^2}{4} \right] \frac{2}{4.5}$$

$$q_1 = 202.5 \text{ KN}$$

Etat limite ultime (E. L. S):

- **Poutres principales**

$$q_1 = 276.75 \text{ KN}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$q_1 = 202.5 \text{ KN}$$

Avec:

\bar{q}_1 : Charges provenant du radier;

q_1 : Charge équivalente;

Mi: sollicitations réelles apportées par les poteaux (voir annexe II).

1/Poutres principales :

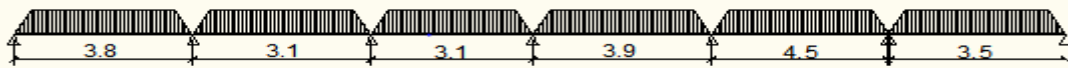


Fig. VIII.13. Distribution des charges sur les poutres principales

2/ Poutres secondaires:

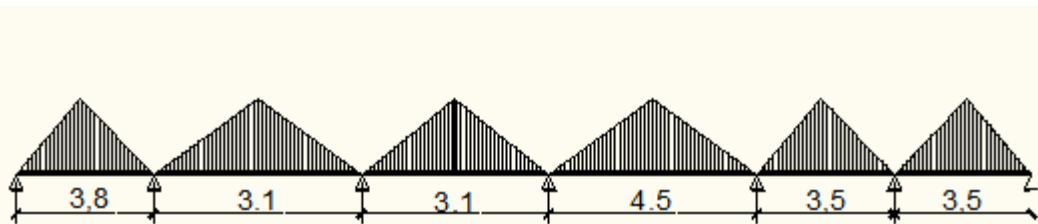


Fig. VIII.14. Distribution des charges sur les poutres secondaires

Tableau. VIII.4: Tableau récapitulatif des sollicitations:

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moment à l'ELU(KN.m)	419.70	-542.50	361.9	-433.4
Moment à l'ELS (KN.m)	360.7	-466.2	311	-372.4
Effort tranchant (KN)	760.9		676.8	

VIII.7.2.Détermination des armatures:(poutre principale)

a. En travées:

➤ E.L.U:

$$M_i^u = 419.7 KN.m$$

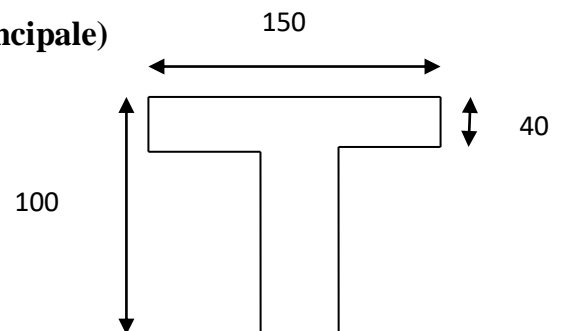


Fig. VIII.15.Dimension de la poutre

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée:**

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

$$M_T = 11.33 \times 150 \times 40 \times \left(90 - \frac{40}{2} \right) = 4758600 N.m$$

$M_t^u = 419700 N.m < M_T = 4758600 N.m \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression; donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (150 \times 100)$ [cm²].

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{419700}{11.33 \times 150 \times (90)^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.984$$

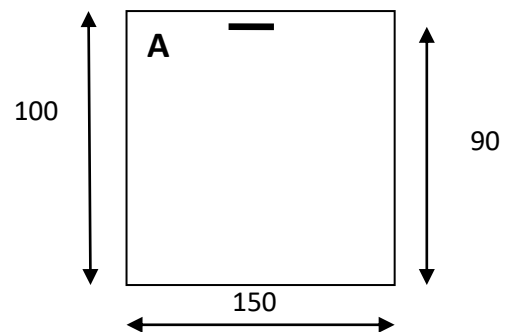


Fig. VIII.16: Section de calcul en travée

- **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{419700}{348 \times 0.984 \times 90} = 13.62 cm^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 150 \times 90 \times \frac{1.8}{400} = 13.97 cm^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_{\min} = 13.97 cm^2$$

Choix des armatures:

$$6T20 \rightarrow 18.85 cm^2$$

E.L.S:

$$M_t^{ser} = 360.7 KN.m$$

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée:**

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{150 \times 40^2}{2} - 15 \times 18.85 \times (90 - 40) = 105862.5 > 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la nervure \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$.

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 18.85}{150} = 1.88 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.88 \times 90 = 338.4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.88 + \sqrt{(1.88)^2 + 338.4} = 16.61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{150 \times (16.61)^3}{3} + 15 \times 18.85 \times (90 - 16.61)^2 = 1752045.93 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{360700}{1752045.93} = 0.20$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.20 \times 16.61 = 3.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.20 \times (90 - 16.61) = 220.17 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_s ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63$$

Conclusion:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On recalculer les armatures à l'E.L.S.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service:**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot b \cdot d^2} = \frac{360700}{201.63 \cdot 40 \cdot (90)^2} = 0.0055$$

$$\mu_1 = 0.0055 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.883 \\ k_1 = 27.73 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:** $\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{27.73} = 7.27 \text{ MPa} <$

$$\overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \approx A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{360700}{201.63 \times 0.883 \times 90} = 22.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$8T20 \longrightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2$$

b. En appuis:

➤ **E.L.U:**

$M_a^u = 542.50 \text{ KN.m}$ 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 $(b_0 \times h) = (40 \times 100) \text{ [cm}^2\text{]}$.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{542500}{11.33 \times 40 \times (90)^2} = 0.147$$

$$\mu = 0.147 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.160$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.936$$

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

- **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{542500}{348 \times 0.936 \times 90} = 18.50 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 90 \times \frac{1.8}{400} = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 18.50 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures:**

$$\underline{8T20} \longrightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2$$

- **❖ E.L.S:**

- **➤ Détermination des contraintes :**

$$M_a^{\text{ser}} = 466.2 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 18.50}{40} = 6.94 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 6.94 \times 90 = 1249.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -6.94 + \sqrt{(6.94)^2 + 1249.2} = 29.08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{40 \times (29.08)^3}{3} + 15 \times 18.50 \times (90 - 29.08)^2 = 1357756.17 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{466200}{1357756.17} = 0.343$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.343 \times 29.08 = 9.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.268 \times (90 - 27.81) = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63$$

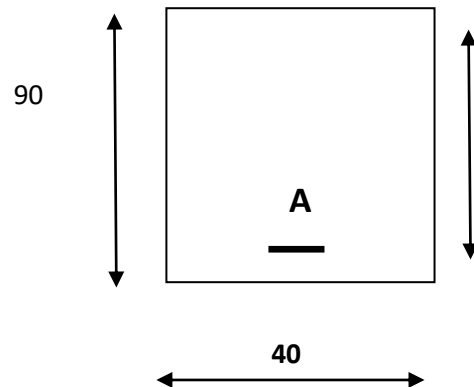


Fig. VIII.17: Section de calcul en appui

Conclusion:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U ne conviennent pas et on doit recalculer à l'E.L.S.}$$

➤ Détermination des armatures à l'Etat limite de service:

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{466200}{201.63 \cdot 40 \cdot (90)^2} = 0,0051$$

$$\mu_1 = 0,0051 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.887 \\ k_1 = 29.32 \end{array} \right.$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{29.32} = 6.80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{466200}{201.63 \times 0,887 \times 90} = 28.96 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures:

$$10T20 \longrightarrow A = 31.40 \text{ cm}^2$$

○ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{760900}{100 \cdot 150 \cdot 90} = 0.56 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.56 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Tableau. VIII.5: Tableau récapitulatif des sollicitations et choix des armatures.

Sollicitation	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	travée	appui
Moment à l'ELU (KN.m)	419.70	542.50	361.9	433.4
Moment à l'ELS (KN.m)	360.7	466.2	311	372.4
Effort tranchant (KN)	760.9		679.8	
$A_{calculée}(cm^2)$	22.51	28.96	18	21.75
Choix des armatures	8T20	10T20	6T20	8T20
$A_{adoptée}(cm^2)$	25.13	31.40	18.85	25.13

CONCLUSION

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure, nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliore le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portique voile permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus résistance qu'économique.

D'autre part, cette présente étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures.

La connaissance théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisant, car il faut tenir de sa concordance avec le côté pratique.

En fin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Bibliographie

Documentations :

1- COURS DE BETON ARME (B.A.E.L 91) Béton Armé à l'état limite.

JEAN-PIERRE MOUGIN.

France-PARIS EYROLLES. 1992.

2- PRATIQUE DU B.AE.L 91 cours avec exercices corrigés.

JEAN PERCHAT- JEAN ROUX.

France-PARIS EYROLLES. APPLICABLES DEPUIS 1-06-1992.

3- COURS DE L'UNIVERSITE.

4- CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT (T2).

HENRY-THONIER.

France ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES 1999.

5- CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE.

ALAIN CAPRA et VICTOR DAVIOVICI.

6- CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME

M^R BELAZOUGUI.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE.

7- REGLES B.A.E.L.91 MODIFIER 99.

France-PARIS EYROLLES. 2002.

8- FORMULAIRE DE BETON ARME

VICTOR DAVIDOVICI.

France.

9- REGLES B.A.E.L. EUROCODE 2.

Règlements utilisés :

10- DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE

D.T.R.- BC 22 : Charges et surcharge.

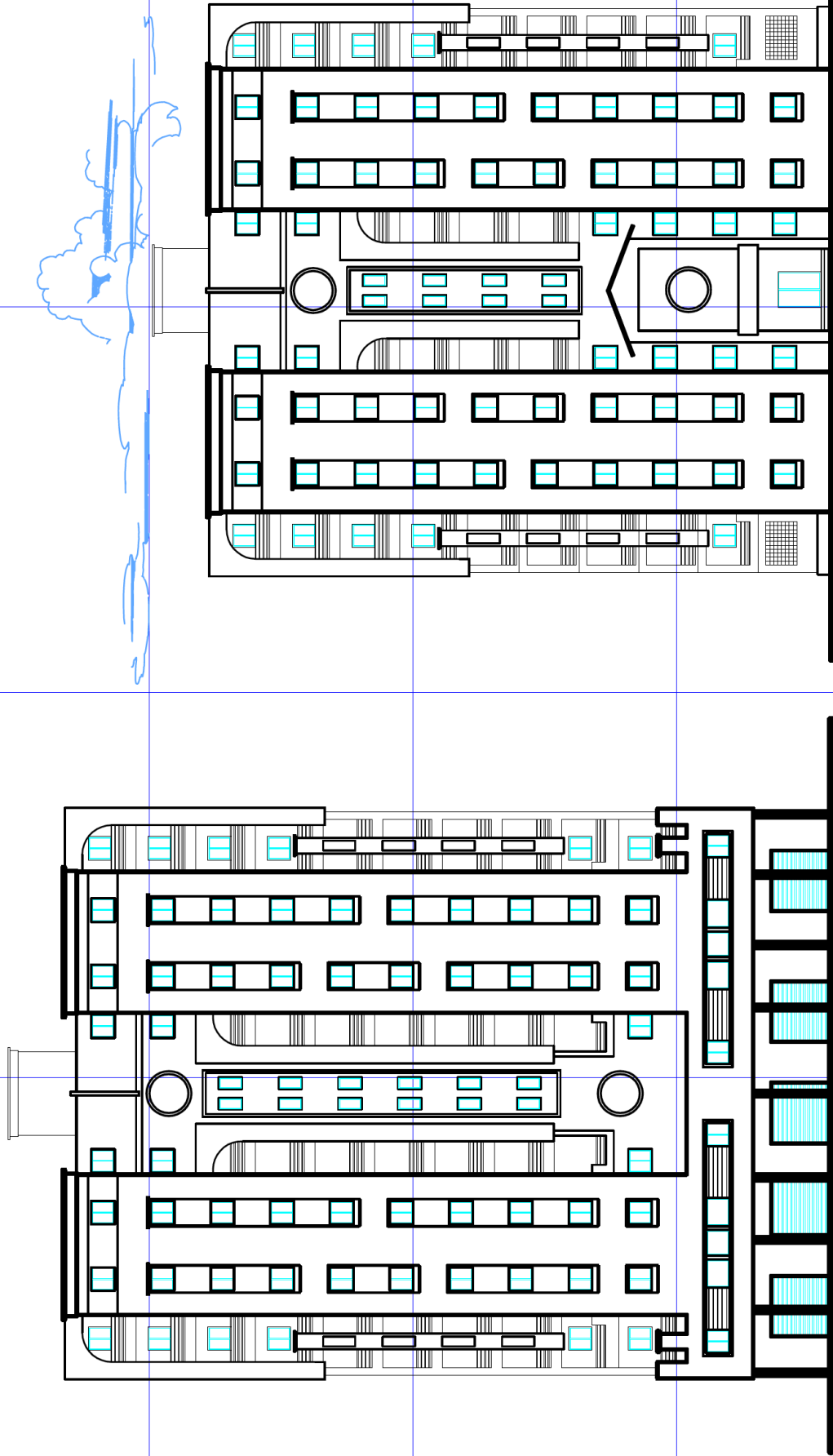
11- REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN

D.T.R.- BC 2.48 RPA 2003.

ANNEXES

ANNEXE I: Plans Architecture

PROJET: Maîtrise d'oeuvre pour la réalisation de 40 logements promotionnels aidés en R+9 a kharouba

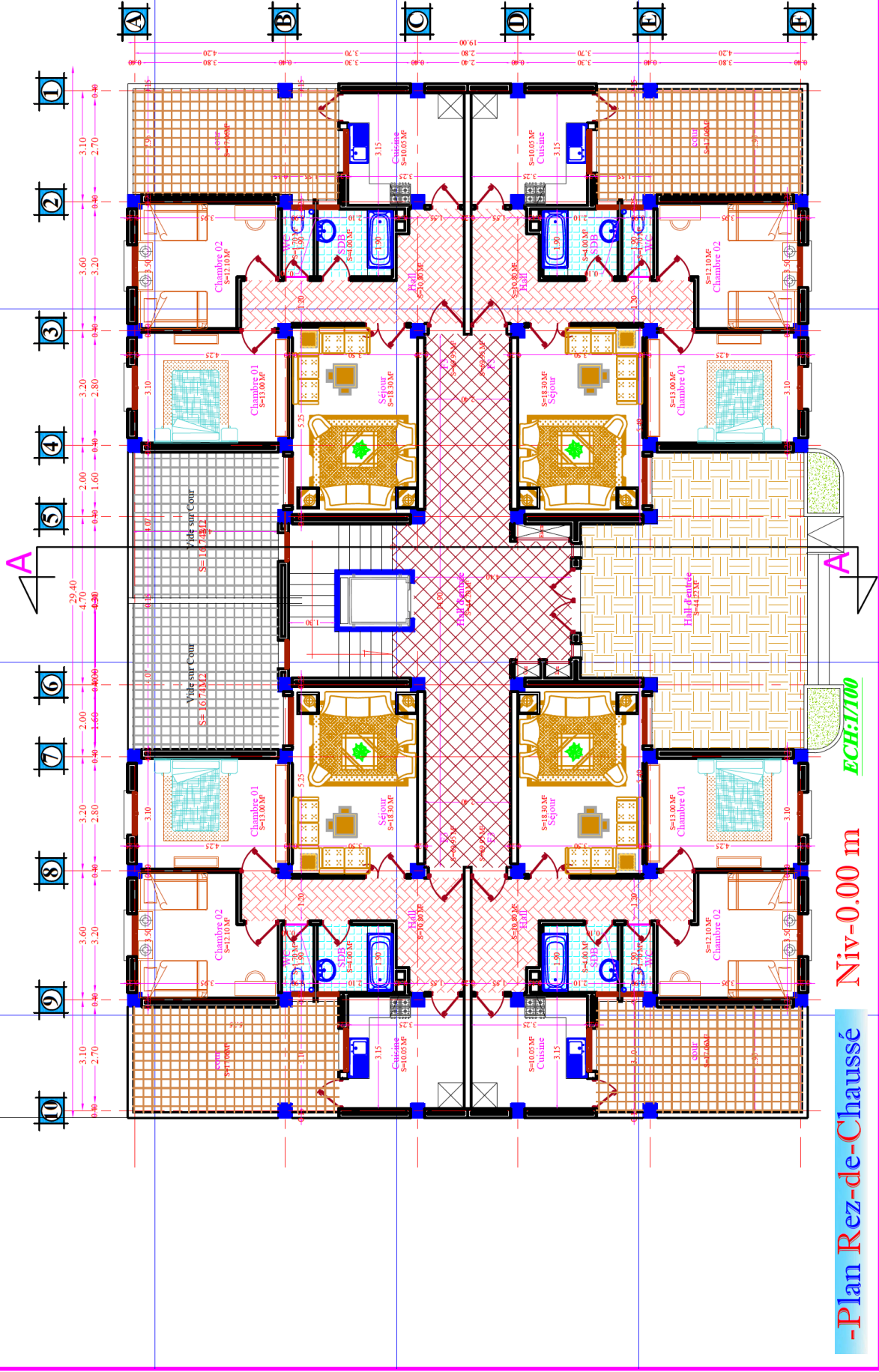


Façade Postérieure

Façade Principale

-Les Façades
ECH:1/200

PROJET: Maîtrise d'oeuvre pour la réalisation de 40 logements promotionnels aidés en R+9 a kharouba

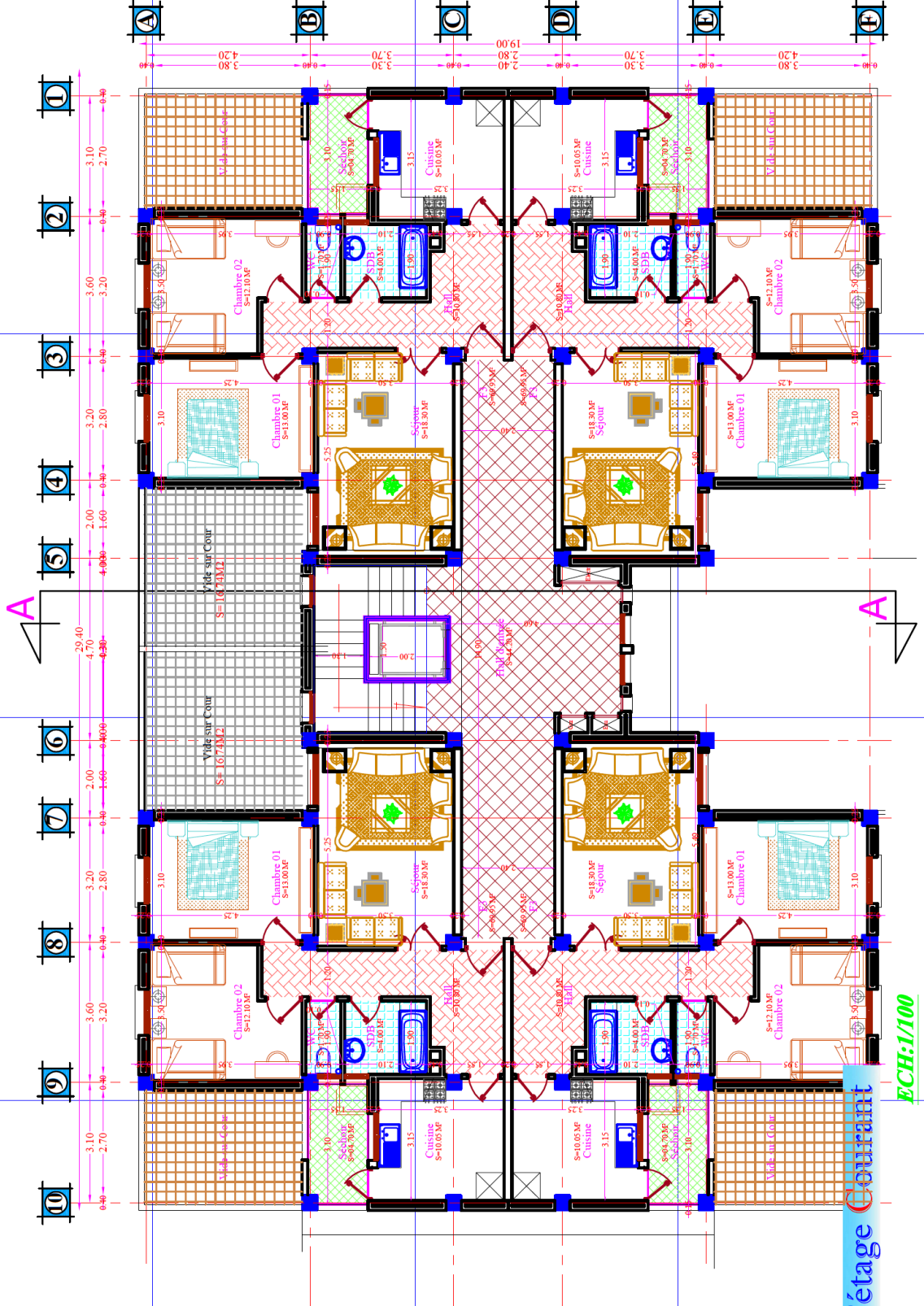


-Plan Rez-de-Chaussé

Niv-0.00 m

ECH:1/100

PROJET: Maîtrise d'oeuvre pour la réalisation de 40 logements promotionnels aidés en R+9 a kharouba



- Plan D'étage Courant

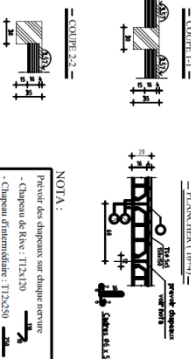
ECH:1/100

ANNEXE II : Plans de Ferrillages

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

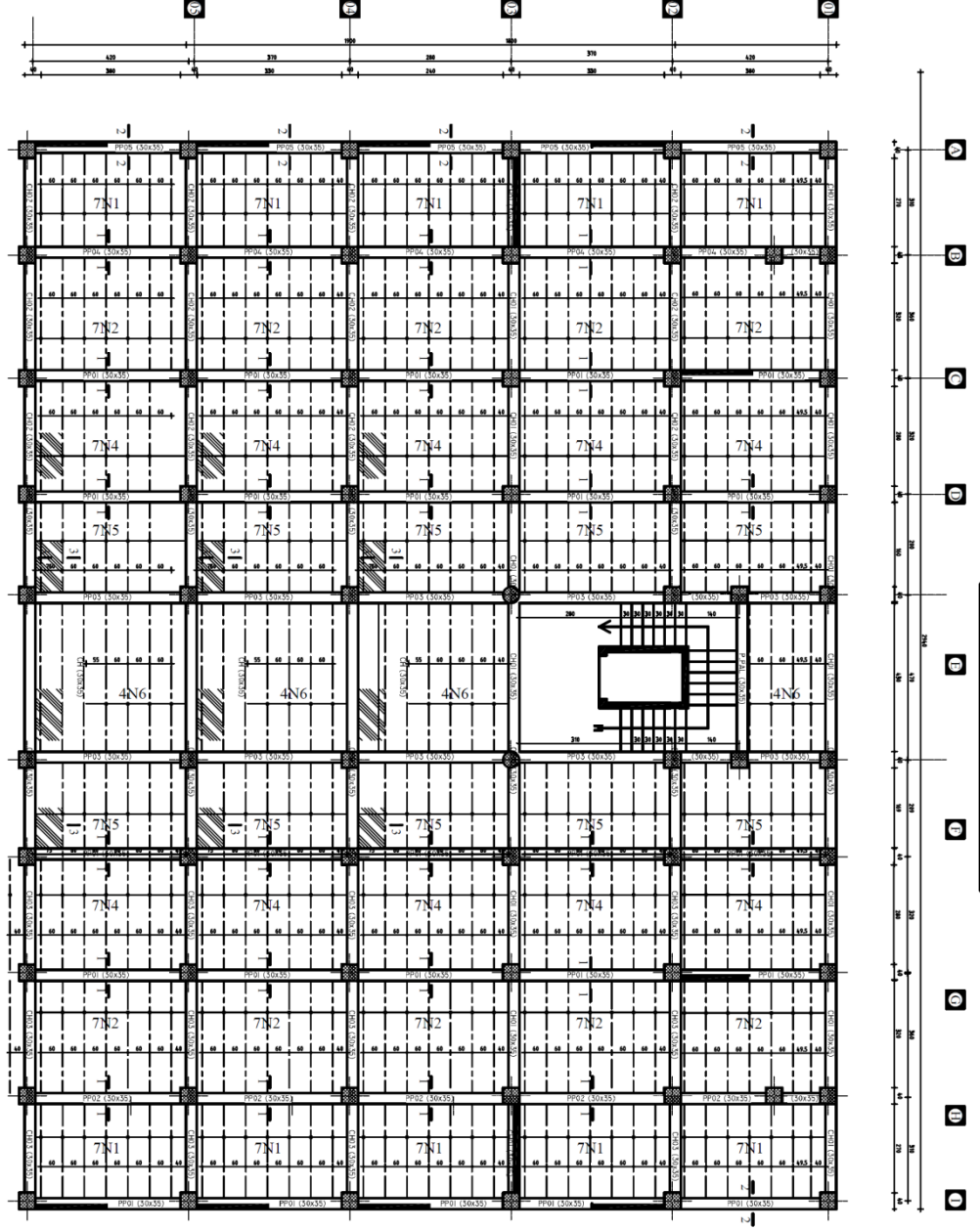
— TABLEAU DES NERVIERS —

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Section 01	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1
Section 02	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2
Section 03	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4
Section 04	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5
Section 05	4N6	4N6	4N6	4N6	4N6	4N6	4N6	4N6	4N6	4N6	4N6	4N6
Section 06	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5	7N5
Section 07	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4	7N4
Section 08	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2	7N2
Section 09	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1	7N1



NOTA:

- Prévoir des ancrages sur chaque nervure
- Clapnet de Riv : 112x250
- Clapnet d'intermédiaire : 112x250
- Prévoir sur chaque réservation SxT12 sur chaque côté



Endres d'un Bâtiment RDC+9 Etages + Sous Sol

Projeteur par: Mlle. ADILA Koudila
 Mlle. BENVOU ALI Koumbou
 Enseignant par: M. SAÏDI Nour

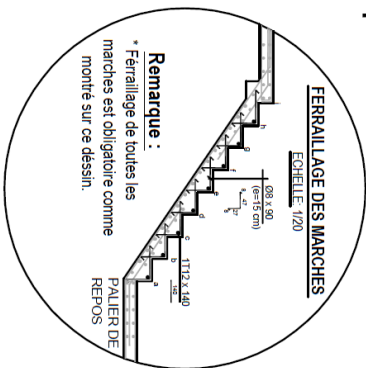
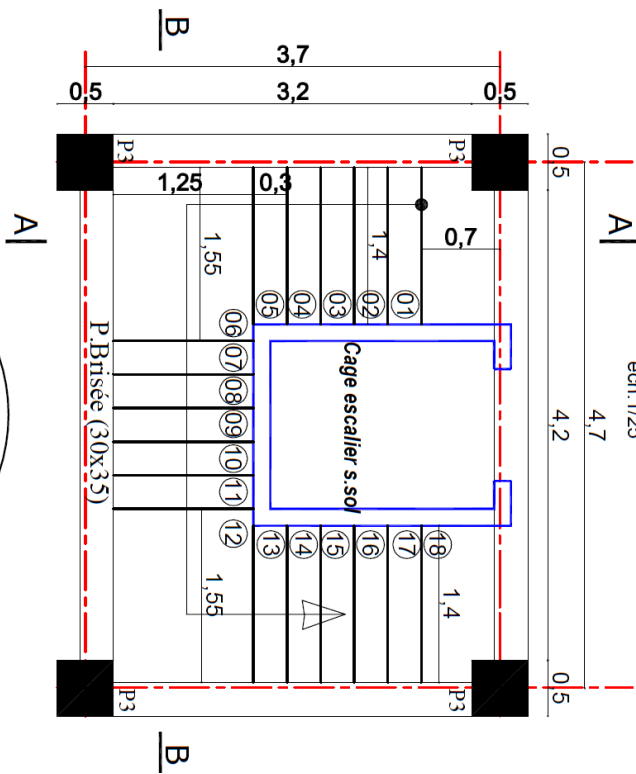
Master II Génie Civil

Semestre

FST Université Ferhat Abbas
 Université Ferhat Abbas
 2020/2021
UNIVERSITE Polytechnique de Boumerdes

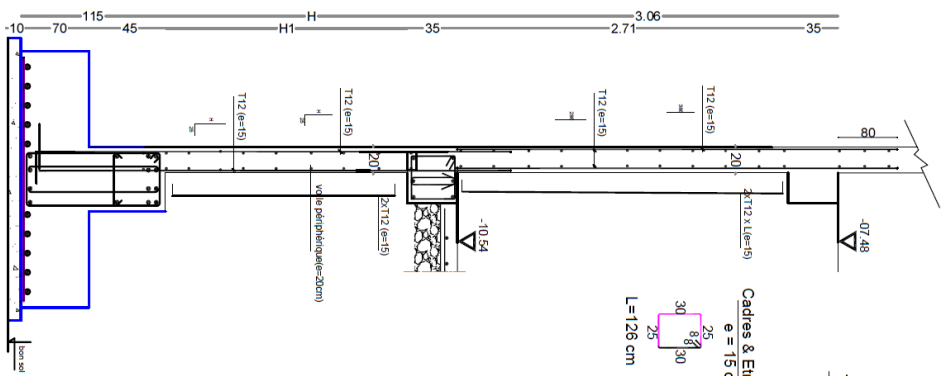
VEU EN PLAN

ech: 1/25



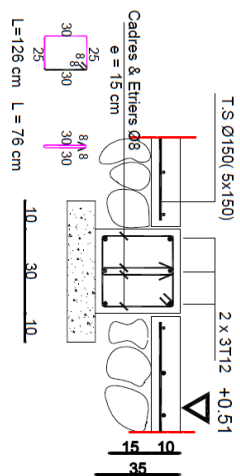
COUPE SUR VOILE PERIPHERIQUE

Ech: 1/10



Coupe sur longrine

(30x35) Ech: 1/10



Etudes d'un Bâtiment RDC+9 Etages + Sous Sol

Préparer par:

Mlle ADAL Khatib

Mlle BEYBOUTALI Khouther

Encadrer par:

Mr. SADOK Nizar

Master II Génie Civil

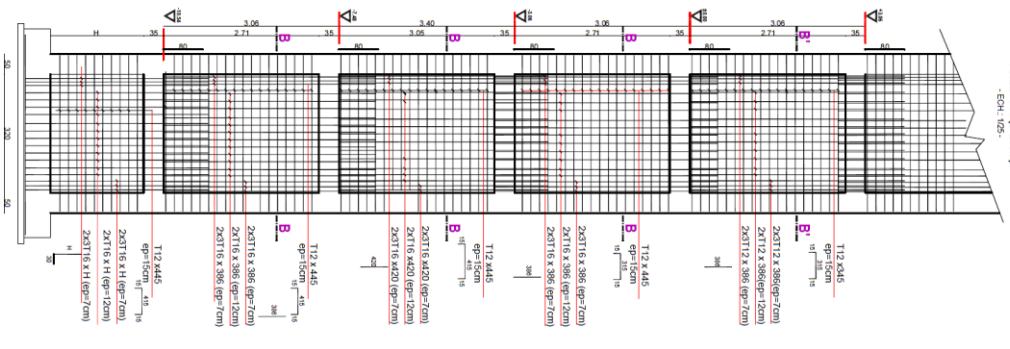
Structures



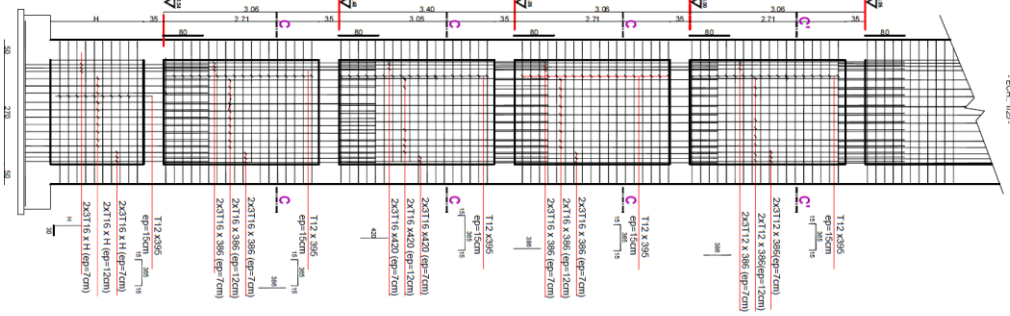
Année Universitaire
2020/2021



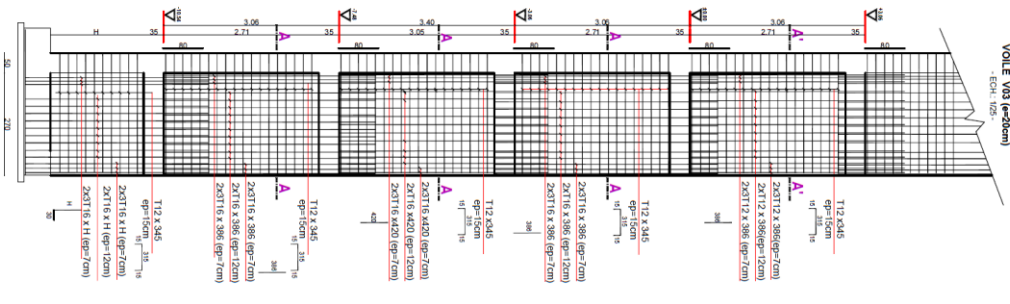
VOILE V01 (e=20cm)
- ECH. 1/25 -



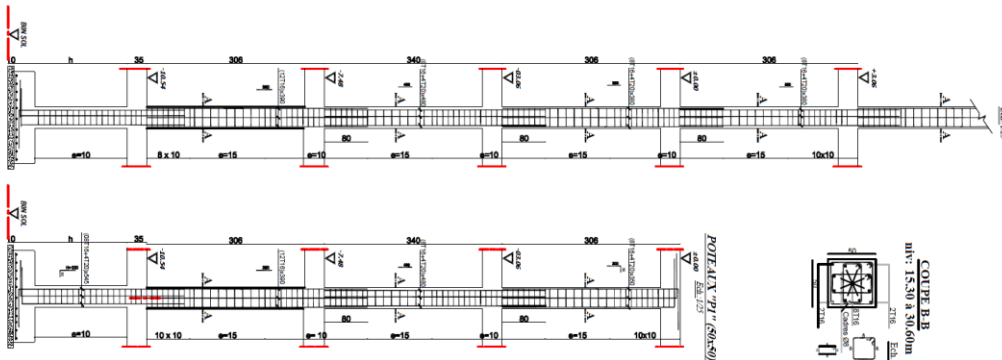
VOILE V02 (e=20cm)
- ECH. 1/25 -



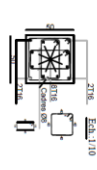
VOILE V03 (e=20cm)
- ECH. 1/25 -



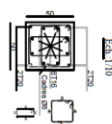
POTEAU "P" (50x50)
ECH. 1/25



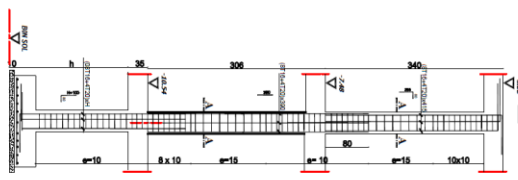
COUPE B-B
m=15.50 à 30.60m
Ech. 1/10



COUPE A-A
Ech. 1/10



POTEAU "P" (50x50)
ECH. 1/25



Etudes d'un Bâtiment RDC+9 Etages + Sous sol

Présenté par: **YIM ADILE KHADILU**

Encadré par: **YIM BENVOUAT KOUAR**

Master II Génie Civil Structures

Université FST

Année Universitaire 2020/2021

UNIVERSITE

ANNEXE III

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33