



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



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M /GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ÉTUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE RDC
+ 09 ETAGES (PORTIQUE-VOILE) DANS UNE ZONE DE
MOYENNE SISMICITE SELON LES RÈGLEMENTS
B.A.E.L 91 ET LE RPA99/V2003.**

Présenté par :

1. Benmelouka Mohamed El Amine
2. Boubekour Abdelkader

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

Président : M. MALIKI Mustapha

Examineur : M. Boukhoulda Hafid

Encadreur : M. BESSAI Touhami

Année Universitaire : 2020/ 2021

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري ، تتألف 9 طوابق، يتم إنجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99version 2003**).

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران الخرسانية المسلحة.

دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**)

لتحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(**RPA99version 2003, BAEL91**)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial Composée d'un RDC + 9 étages, implantée dans la wilaya d'Oran, classé en zone de moyenne sismicité **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un portique auto stable (poutres, poteaux) contreventé par des voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional**. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments structuraux sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir: **BAEL91 et RPA 99 version 2003**.

Abstract

The purpose of this study is the design of a structure for residential and commercial use Composed of a ground floor + 9 floors, located in the wilaya of Oran, classified in zone of medium seismicity **IIa** according to the Algerian earthquake regulation (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by a self-stable portico (beams, posts) braced by walls. The study and analysis for this project was established by Autodesk Robot Structural Analysis Professional software. The calculation of the dimensions and reinforcement of all structural elements comply with the applicable rules, namely: **BAEL91 and RPA 99 version 2003**.

Remerciement

Avant tout nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier, puis la force, le courage, et la patience afin d'achever ce mémoire.

C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions notre encadreur **M. BESSAI Touhami** d'avoir accepté de nous diriger par ses connaissances, ses orientations et ses précieux conseils qui nous ont permis de réaliser ce mémoire de fin d'étude, ainsi que pour le temps qu'il nous a consacré pour évaluer ce travail.

Nous remercions les membres du jury, d'avoir lu et examiner le présent travail.

Nos remerciements les plus chaleureux à tous nos enseignants du département de génie civil pour leurs soutiens en particulier **M. AMMAR BRAHIM** et **M. REZIGUA AHMED** qui nous a marqué dans notre cursus universitaire pour sa motivation sa compréhension ses encouragements et **M. BENSOUA MOHAMED** pour son aide et ses conseils.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles, qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

- ◆ Mes chers parents pour leur encouragement et leur soutien moral et financier.
- ◆ Toute ma famille et mes ami(es) et enseignants.
- ◆ A tous mes camarades d'étude de la promotion de Génie Civil de l'année 2021 en particulier DERRAR et DJARI.
- ◆ Tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

M. Benmelouka

Je dédie ce mémoire :

- ◆ Mes chers parents pour leur encouragement et leur soutien moral et financier.
- ◆ Toute ma famille et mes ami(es) et enseignants.
- ◆ A tous mes camarades d'étude de la promotion de Génie Civil de l'année 2021 en particulier DERRAR et DJARI.
- ◆ Tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

M. Boubekour

SOMMAIRE

Chapitre 1 : Présentation du projet

1.		
1.1.	Introduction	01
1.2.	Présentation du projet	01
1.3.	Caractéristiques géotechniques du site	01
1.4.	Caractéristiques géométriques de la structure	01
1.4.a.	dimensions en plan	01
1.4.b.	Dimensions en élévation	02
1.5.	Caractéristiques structurales	03
1.5.1.	Les planchers	03
1.5.2.	La maçonnerie	03
1.5.3.	La terrasse	03
1.5.4.	L'acrotère	03
1.5.5.	Les balcons	03
1.5.6.	Les escaliers	03
1.5.7.	L'ascenseur	03
1.5.8.	Fondation	03
1.6.	Les charges	04
1.7.	Définition de l'état limite	04
1.7.1.	Etat limite ultime E.L.U	04
1.7.2.	Etat limite de service E.L.S	04
1.8.	Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
1.8.1.	Le béton	04
1.8.2.	L'acier	07
1.9.	Combinaison de calcul	10
1.10.	Règlements et normes utilisés	11

Chapitre 2 : Pré dimensionnement

2.		
2.1.	Introduction	12
2.2.	Les Poutres	12
2.2.1.	Les poutres principales	12
2.2.2.	Les poutres secondaires	13
2.3.	Les planchers	14
2.3.1.	Plancher à corps creux	14
2.3.1.1.	La disposition des poutrelles	15

2.3.1.2. Dimensionnement des poutrelles	16
2.4. Les dalles pleines	17
2.4.1. Définition	17
2.4.2. Le pré dimensionnement	17
2.5. Descente des charges	19
2.5.1. Introduction	19
2.5.2. Plancher terrasse inaccessible	19
2.5.3. Plancher étage courant (corps creux)	20
2.5.4. Plancher balcon (dalle pleine)	20
2.5.5. Murs en maçonnerie	21
2.5.6. Charges et combinaisons	22
2.6. Les poteaux	22
2.6.1. Loi de dégression des surcharges	23
2.6.2. Distribution des charges	24
2.6.3. Méthode de calcul	24
2.7. Calcul de la section du poteau	26
2.7.1. Détermination de la surface afférente	26
2.7.2. Exemple de calcul	27
2.8. Les voiles	30
2.8.1. Définition	30
2.8.2. Prédimensionnement	30

Chapitre 3 : Etude des planchers

3.	
3.1. Introduction	32
3.2. Plancher à corps creux	32
3.2.1. Ferrailage de la dalle de compression	32
3.2.2. Etude des poutrelles	34
3.2.2.1. Évaluation des charges	34
3.2.2.2. Type de poutrelle	35
3.2.3. Méthode de calculs	35
3.2.3.1. Méthode forfaitaire	36
3.2.3.2. Méthode de Caquot minorée	38
3.2.4. Exemple de calcul	40
3.2.5. Calcul du ferrailage	49
3.2.6. Calcul de la flèche	60
3.2.7. Dessin de ferrailage	63

Chapitre 4 : Etude des éléments non structuraux

4.		
4.1.	Etude de l'acrotère	64
4.1.1.	Définition	64
4.1.2.	Calcul du ferrailage	64
4.1.3.	Détermination des contraintes	68
4.1.4.	Vérification des contraintes de cisaillement	71
4.2.	Etude des balcons	72
4.2.1.	Introduction	72
4.2.2.	Balcon type 1	72
4.2.2.1.	Descente de charge	72
4.2.2.2.	Moment fléchissant	74
4.2.2.3.	Calcul du ferrailage	75
4.2.2.4.	Vérification de la flèche	77
4.2.2.5.	Calcul du contre poids	78
4.2.3.	Balcon type 2	78
4.2.3.1.	Calcul du contre poids	79
4.3.	Escaliers	80
4.3.1.	Introduction	80
4.3.2.	Pré dimensionnement	81
4.3.3.	Descente de charges	82
4.3.4.	Calcul de ferrailage	83
4.3.5.	Étude de La poutre brisée	87
4.3.5.1.	Prédimensionnement de la poutre brisée	87
4.3.5.2.	Calcul des sollicitations	88

Chapitre 5 : Etude sismique

5.		
5.1.	Introduction	94
5.2.	Etude sismique	94
5.2.1.	Modélisation de la masse	94
5.2.2.	Modélisation de la structure étudiée	94
5.3.	Choix de la méthode de calcul	97
5.3.1.	La Méthode statique équivalente	97
5.3.2.	Les méthodes dynamiques	99
5.4.	Calcul de la résultante des forces	101
5.5.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	108
5.6.	Conclusion	110

Chapitre 6 : Etude des portiques

6.		
6.1.	Introduction	111
6.2.	Définitions	111
6.2.1.	Poteaux	111
6.2.2.	Poutres	111
6.3.	Ferraillage des portiques	111
6.3.1.	Combinaisons d'actions	111
6.3.2.	Ferraillage des poutres	112
6.3.2.1.	Ferraillage réglementaire	112
6.3.2.2.	Les sollicitations des poutres	113
6.3.2.3.	Exemple de calcul	114
6.3.3.	Ferraillage des poteaux	122

Chapitre 7 : Etude des voiles

7.		
7.1.	Introduction	145
7.2.	Ferraillage des voiles de contreventement	145
7.2.1.	Les armatures verticales	145
7.2.2.	Les Armatures horizontales	147
7.2.3.	Exemple de calcul	148

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

8.		
8.1.	Introduction	154
8.2.	Calcul des semelles isolées	155
8.2.1.	Pré dimensionnement	155
8.3.	Calcul des semelles filantes	156
8.4.	Calcul du radier général	157
8.4.1.	Introduction	157
8.4.2.	Pré dimensionnement du radier	158
8.4.2.1.	La dalle	158

8.4.2.2. La nervure	159
8.4.2.3. Pré dimensionnement des poutres	162
8.4.3. Détermination des sollicitations	162
8.4.4. Ferrailage du radier	169
8.4.4.1. Ferrailage de la dalle	169
8.4.4.2. Dessin de ferrailage de la dalle	178
8.4.5. Ferrailage des nervures	178
8.4.5.1. Calcul des armatures	181
8.4.5.2. Dessin de ferrailage des nervures	186

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation du projet

Fig.1.1. Vue en plan de la structure	01
Fig.1.2. Vue Façade avant et arrière de la structure	02
Fig.1.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.	06
Fig.1.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.S.	07
Fig.1.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'E.L.U.	08

Chapitre 2 : Pré dimensionnement

Fig.2.1. Plancher à corps creux	14
Fig.2.2. Vue en plan de la disposition des poutrelles	15
Fig.2.3. Plancher à corps creux	16
Fig.2.4. Schéma d'une poutrelle	17
Fig.2.5. Dimensions d'un plancher de dalle	18
Fig.2.6. Coupe transversale du plancher terrasse.	19
Fig.2.7. Coupe Transversale du plancher étage courant (corps creux)	20
Fig.2.8. Hauteur libre d'étage	22
Fig.2.9. Schéma de la loi de dégression	23
Fig.2.10. Section réduite du béton	25
Fig.2.11. Schéma représentatif d'un étage courant.	25
Fig.2.12. Surface afférente du poteau le plus sollicité.	26
Fig.2.13. Coupe du voile en élévation	30

Chapitre 3 : Etude des planchers

Fig.3.1. Coupe transversale du plancher à corps creux	32
Fig.3.2. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	33
Fig.3.3. Définition des moments	36
Fig.3.4. Moments sur appuis intermédiaires.	37
Fig.3.5. Schéma statique d'une poutre continue	38
Fig.3.6. Moment maximum sur les appuis	41
Fig.3.7. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 3 ^{ème} type de poutrelle.	44
Fig.3.8. Diagramme des efforts tranchants du 3 ^{ème} type de poutrelle.	44
Fig.3.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 1 ^{ème} type de poutrelle.	45
Fig.3.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1 ^{er} type de poutrelle.	46
Fig.3.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2 ^{ème} type de poutrelle.	48
Fig.3.12. Section de calcul	49
Fig.3.13. Section de calcul en travée.	50
Fig.3.14. Section de calcul en appuis.	53
Fig.3.15. L'influence de l'effort tranchant.	57
Fig.3.16. Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.	63

Chapitre 4 : Etude des éléments non structuraux

Fig.4.1. Schéma statique et dimensions de l'acrotère	64
Fig.4.2. Diagrammes du moment fléchissant et effort normal	65
Fig.4.3. Section de calcul du ferrailage de l'acrotère	66
Fig.4.4. Position de contre pression	68
Fig.4.5. Ferrailage de l'acrotère.	71
Fig.4.6. Coupe du balcon type 1 « Balcon1 »	72
Fig.4.7. Schéma statique de balcon	73

Fig.4.8. Enrobage du balcon	74
Fig.4.9. Section de Calcul	75
Fig.4.10. Schéma du « balcon 1 » avec contrepoids	78
Fig.4.11. Coupe du balcon type 1 « Balcon 2 »	78
Fig.4.12. Schéma du « balcon 2 » avec contrepoids	79
Fig.4.13. Schéma de ferrailage balcon	79
Fig.4.14. La marche	82
Fig.4.15. Schéma statique de la marche porteuse	83
Fig.4.16. Section de calcul.	83
Fig.4.17. Ferrailage de la marche porteuse.	86
Fig.4.18. Schéma statique de la poutre brisée.	87
Fig.4.19. Section de calcul.	88
Fig.4.20. Section de calcul.	90

Chapitre 5 : Etude sismique

Fig.5.1. Modélisations en 3D par ROBOT structural.	96
Fig.5.2. Spectre de réponse	103
Fig.5.3. Disposition des voiles du 1 ^{er} modèle	104
Fig.5.4. Disposition des voiles du 2 ^{eme} modèle	105

Chapitre 6 : Etude des portiques

Fig.6.1. Section de calcul en travée	114
Fig.6.2. Section de calcul en appuis	116
Fig.6.3. Direction des moments et effort normal dans un poteau.	122
Fig.6.4. La zone nodale.	124
Fig.6.5. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	126

Fig.6.6. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.	129
Fig.6.7. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.	131
Fig.6.8. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.	134
Fig.6.9. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.	136
Fig.6.10. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.	137
Fig.6.11. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.	140
Fig.6.12. La zone nodale.	142

Chapitre 7 : Etude des voiles

Fig.7.1. Les sollicitations de calcul d'un voile	145
Fig.7.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles	147
Fig.7.3. Voile plus défavorable	148
Fig.7.4. Section de calcul en travée (x-x)	148
Fig.7.5. Position de N_1 ; M_1 sur la section transversale.	149
Fig.7.6. Section de calcul en travée (y-y)	150
Fig.7.7. Position de N_1 ; M_1 sur la section transversale.	151
Fig.7.8. Schéma de ferrailage du voile de contreventement	153

Chapitre 8 : Etude de de l'infrastructure

Fig.8.1. Semelle isolée	155
Fig.8.2. Schéma d'un radier.	157
Fig.8.3. Dimensionnement du feuillet moyen.	160
Fig.8.4. Dimensions du radier.	161
Fig.8.5. Dimensions de la poutre.	162
Fig.8.6. Dimensions du radier.	162

Fig.8.7. Distribution des contraintes sous le radier.	165
Fig.8.8. Ancrage de la structure.	169
Fig.8.9. Panneau plus sollicité.	169
Fig.8.10. Enrobage.	171
Fig.8.11. Section de calcul en appuis x-x.	171
Fig.8.12. Section de calcul en appuis x-x.	173
Fig.8.13. Section de calcul en travée y-y.	175
Fig.8.14. Section de calcul en appuis y-y.	176
Fig.8.15. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.	178
Fig.8.16. Distribution des charges sur les poutres principales.	179
Fig.8.17. Distribution des charges sur les poutres secondaires.	179
Fig.8.18. Diagramme des moments fléchissant de la poutre principale.	180
Fig.8.19. Diagramme des moments fléchissant de la poutre secondaire.	180

Liste des Tableaux

Chapitre 1 : Présentation du projet

Tab.1.1. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	01
--	----

Chapitre 2 : Pré dimensionnement

Tab.2.1. Charges du plancher terrasse	19
Tab.2.2. Charges du planchers étage courant (corps creux)	20
Tab.2.3. Charges du planchers balcon (Dalle pleine)	20
Tab.2.4. Evaluation des charges permanentes du mur extérieurs	21
Tab.2.5. Evaluation des charges permanentes du mur intérieur	21
Tab.2.6. Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges	22
Tab.2.7. Surcharges d'exploitations.	23
Tab.2.8. Distribution des charges.	24
Tab.2.9. Dimensionnement des poteaux	29

Chapitre 3 : Etude des planchers

Tab.3.1. Evaluation des charges	34
Tab.3.2. Caractéristique des planchers	40
Tab.3.3. Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U. et l'E.L.S.	42
Tab.3.4. Tableau des efforts tranchants à l'ELU.	43
Tab.3.5. Tableau des efforts tranchants à l'ELU.	46
Tab.3.6. Tableau des efforts tranchants à l'ELU.	48
Tab.3.7. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximum de chaque type de poutrelle.	49

Chapitre 4 : Etude des éléments non structuraux

Tab.4.1. Calcul des effort normal et moment fléchissant	65
Tab.4.2. Charge permanentes du balcon Type1	72
Tab.4.3 : Charges permanentes et surcharge de marche.	82
Tab.4.4. Dimension de la section de la poutre brisée.	87

Chapitre 5 : Etude sismique

Tab.5.1. Valeurs des pénalités P_q	102
Tab.5.2. Période et facteurs de participation massique du 1 ^{er} modèle	104
Tab.5.3. Période et facteurs de participation massique du 2 ^{eme} modèle	106
Tab.5.4. Déplacements relatifs de tous les niveaux.	108
Tab.5.5. Verification de l'effort P	109

Chapitre 6 : Etude des portiques

Tab.6.1. Tableaux Récapitulatif de calcul des contraintes	111
Tab.6.2. Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la poutre principale.	113
Tab.6.3. Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la poutre secondaire.	113
Tab.6.4. Tableau récapitulatif des efforts tranchants.	113
Tab.6.5. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.	120
Tab.6.6. Tableau récapitulatif des sollicitations.	127
Tab.6.7. Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA99V2003	142
Tab.6.8. Tableau recapitulative de toutes les armatures.	143

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

Tab.8.1. Tableau des dimensions des poutres.	162
Tab.8.2. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.	164
Tab.8.2. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.	164
Tab.8.4. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.	165
Tab.8.5. Tableau récapitulatif des contraintes sous le radier.	168
Tab.8.6. Tableau des moments fléchissant des panneaux.	170
Tab.8.7. Tableau des sollicitations maximales en appuis et en travées.	170
Tab.8.8. Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].	179
Tab.8.9. Tableau récapitulatif des sollicitations.	180
Tab.8.10. Tableau récapitulatif des sections des armatures.	185

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

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

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

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation avec services-commerce (R+MEZZANINE+9) implanté à Oran qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa).

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003et les différents DTR.

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

- 1- Présentation de l'ouvrage
- 2- Prédimensionnement des éléments.
- 3- Étude des éléments secondaires
- 4- Étude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural).
- 5- Étude des éléments structuraux
- 6- Étude de l'infrastructure

1.1. Introduction

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

1.2. Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de 10 niveaux (RDC+9 étages) à usage d'habitation et services-commerce contreventé par un système mixte (portique-voile).

Ce projet est implanté à la commune de Bir el Djir à la wilaya d'Oran, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2_48 et des règlements parasismiques Algériennes 99 version 2003 la commune d'Oran est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de tous éléments porteurs de la superstructure et de l'infrastructure.

Tous les niveaux sont desservis par un escalier droit assurant la liaison verticale avec l'ascenseur.

1.3. Caractéristiques géotechniques du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003.
- Le site est considéré comme ferme (S 3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{SOL} = 2.00$ bars
- L'ancrage minimal des fondations : $D=1.50$ m.

1.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

a) Dimensions en plan :

- Largeur en plan est : 18,00m
- Longueur en plan est : 23,80m

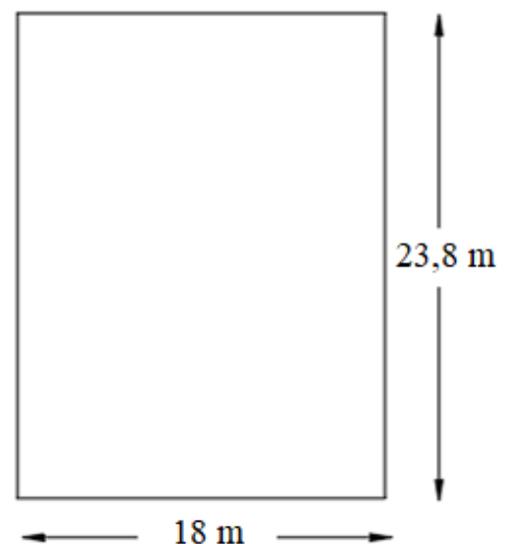


Fig.1.1. Vue en plan de la structure

b) Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC est : 3,57m
- Hauteur du MEZZANINE : 3,06m
- Hauteur étage courant est : 3,06m
- Hauteur totale est : 34,17m

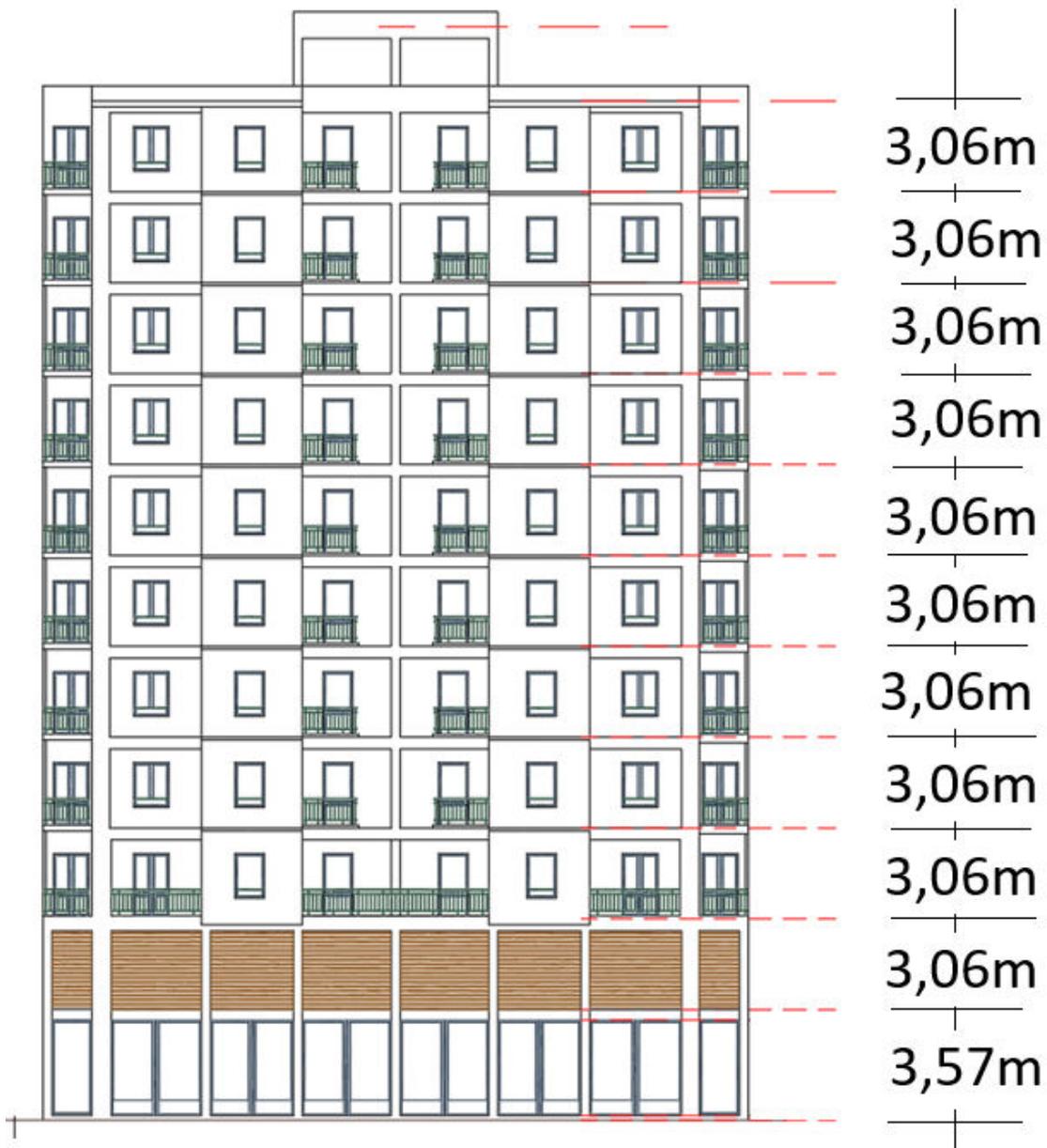


Fig.1.2. Vue Façade avant et arrière de la structure**1.5. Caractéristiques structurales :****1.5.1. Les planchers :**

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

1.5.2. La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- **Les murs extérieurs :**

Sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

- **Les murs intérieurs :**

Sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.5.3. La terrasse :

Terrasse inaccessible : qui va servir de couverture pour le dernier niveau d'étage courant.

1.5.4. L'acrotère :

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

1.5.5. Les balcons :

Sont réalisées en dalle pleine.

1.5.6. Les escaliers :

Sont réalisés en béton armé, coulé sur place constitué de volée et palier de repos.

1.5.7. L'ascenseur :

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

1.5.8. Fondation :

Réalisé comme radier général nervuré

1.6. Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble.

Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

1.7. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

1.7.1. Etat limite ultime E.L.U :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

1.7.2. Etat limite de service E.L.S :

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

1.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.8.1. Le béton :

Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

➤ **Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93) :**

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

$$f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$$

➤ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{ij} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow ft28 = 2,1 \text{ Mpa}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

- **Le module de déformation longitudinale instantanée : (art .2.1.2.1.).**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa} \\ E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

- **Le module de déformation longitudinale différée : (art. 2.1.2.2.).**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{ij} qui est donné par la formule :

$$\begin{cases} E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa} \\ E_{v28} = 32164,20 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

• **Coefficient de poisson : (art.2.1.3.).**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,), on prendra :

- $\nu = 0 \rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2 \rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

• **Contraintes limites :**

Suivant le **B.A.E.L 91**, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U).
- Etat limite de service (E.L.S).

➤ **Contrainte limite à l'ELU :**

La contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{BAEL91(Art. A.4.3.4)}$$

Avec :

θ : Dépend de la durée d'application des contraintes

$$\theta = \begin{cases} 1,00 \rightarrow \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 \rightarrow \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 \rightarrow \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Pour les sections constantes ou croissantes vers les fibres les plus comprimées.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa (situation durables et transitoires).}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa (situation accidentelles).}$$

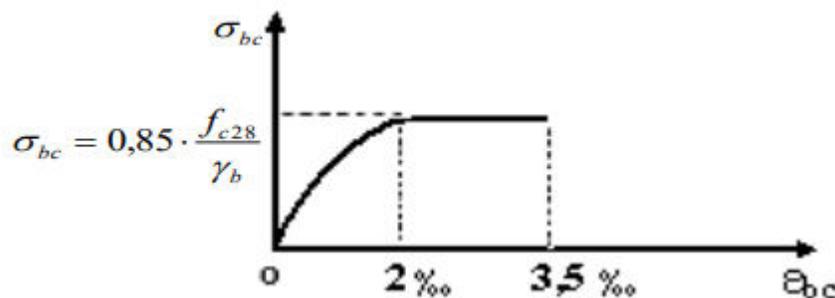


Fig.1.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.

➤ **Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

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

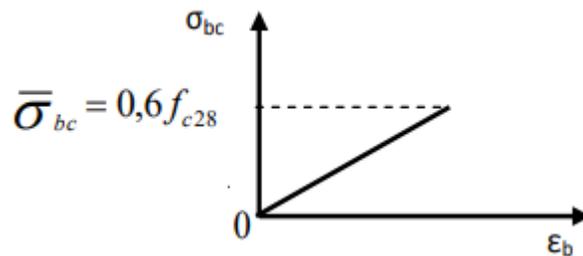


Fig.1.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.S.

1.8.2. L'acier :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

a) Les types d'aciers utilisés :

- Barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles, étriers) et
- Treillis soudé (TS) de nuance FeE520 pour $\Phi \leq 6\text{mm}$.

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués sur le tableau 1.1 :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité f_e (Mpa)	Diamètre nominaux	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	215	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE235	235		
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	6-8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (rond lisses)	TLE520 $\phi \leq 6$ mm	520	$\phi \leq 6$ mm	Emplois courants pour : Radiers, voiles, planchers et dallage.

Tab.1.1. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

b) Contraintes de calcul de l'acier (σ_s) :

▪ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :**

Le diagramme contrainte (σ_s) - déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-après par (art.2.2.2.) du CBA93 :

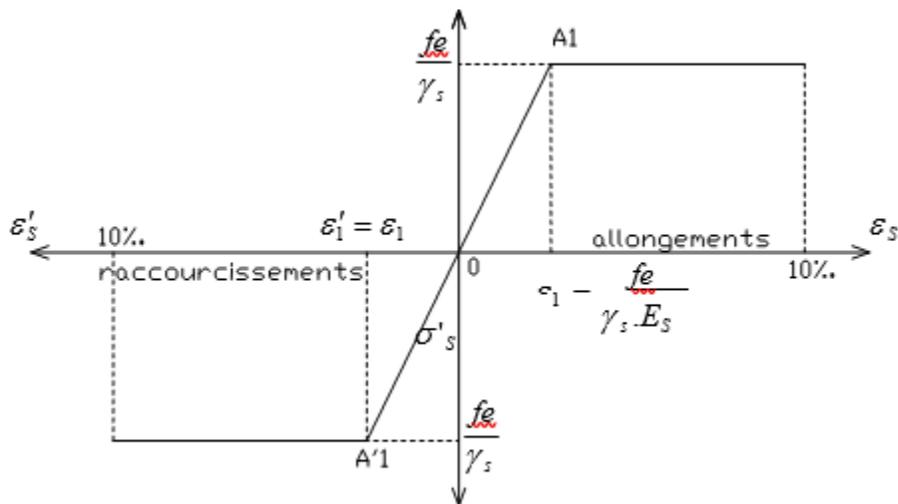


Fig.1.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'E.L.U.

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'acier ($\sigma_s = f_e/\gamma_s$)
- γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ 1 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Situation Courante} \\ \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

▪ **Etat limite de service (E.L.S) :** (BAEL91)

- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta x f_{tj}} \right)$;
- Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta x f_{tj}} \right)$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{Acier rond lisse.} \\ 1,6 \rightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

c) Module d'élasticité longitudinal de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

▪ **Matériaux de construction :**

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- La compatibilité des différents produits entre eux ;
- L'économie globale du projet ;
- La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc.....

1.9. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

➤ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » sont :

✓ Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

✓ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P4 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

1.10. Règlements et normes utilisés :

- ❖ RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ CBA93. (Code du Béton Armé).
- ❖ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.33.2. (Règles de calcul des fondations superficielles).

2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but ‘‘le pré calcul ‘‘ des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

2.2. Les poutres :

2.2.1. Les Poutre principale :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

Avec :

- ✓ h : hauteur de la poutre
- ✓ L_{max} : la plus grande portée de la poutre entre axes d'appuis.

$$L_{max} = 565 - 30 = 535 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10}$$

$$\rightarrow 35.66 \leq h \leq 53.3$$

$$\rightarrow \text{Soit : } h = 45 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

▪ **Vérfications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4,00 \end{array} \right.$$

Sachant que :

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.

Soit : h = 45 cm et b = 30 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 45/30 = 1,5 < 4 \end{array} \right. \quad \textbf{Verifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : (b x h) = (30 x 40) cm².

2.2.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

- ✓ h : hauteur de la poutre
- ✓ L_{max} : Portée libre maximal entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \frac{340}{15} \text{ Cm} \leq h \leq \frac{340}{10} \text{ cm}$$

$$\rightarrow 22.67 \leq h \leq 34$$

$$\rightarrow \text{Soit : } h = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

▪ **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4,00 \end{array} \right.$$

Sachant que :

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 30/30 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Verifiée

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

2.3. Les planchers :

2.3.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux

Avec :

- ht : épaisseur total du plancher ;
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;
- h_1 : épaisseur des corps creux ;

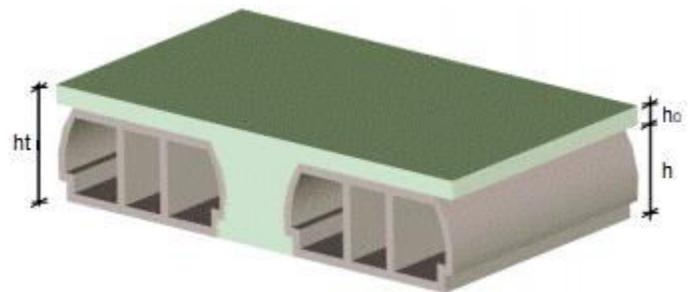


Fig.2.1. Plancher à corps creux

2.3.1.1. La disposition des poutrelles :

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis) pour soulager les travées.

Pour notre projet la disposition est effectuée comme indiqué sur la figure suivante :

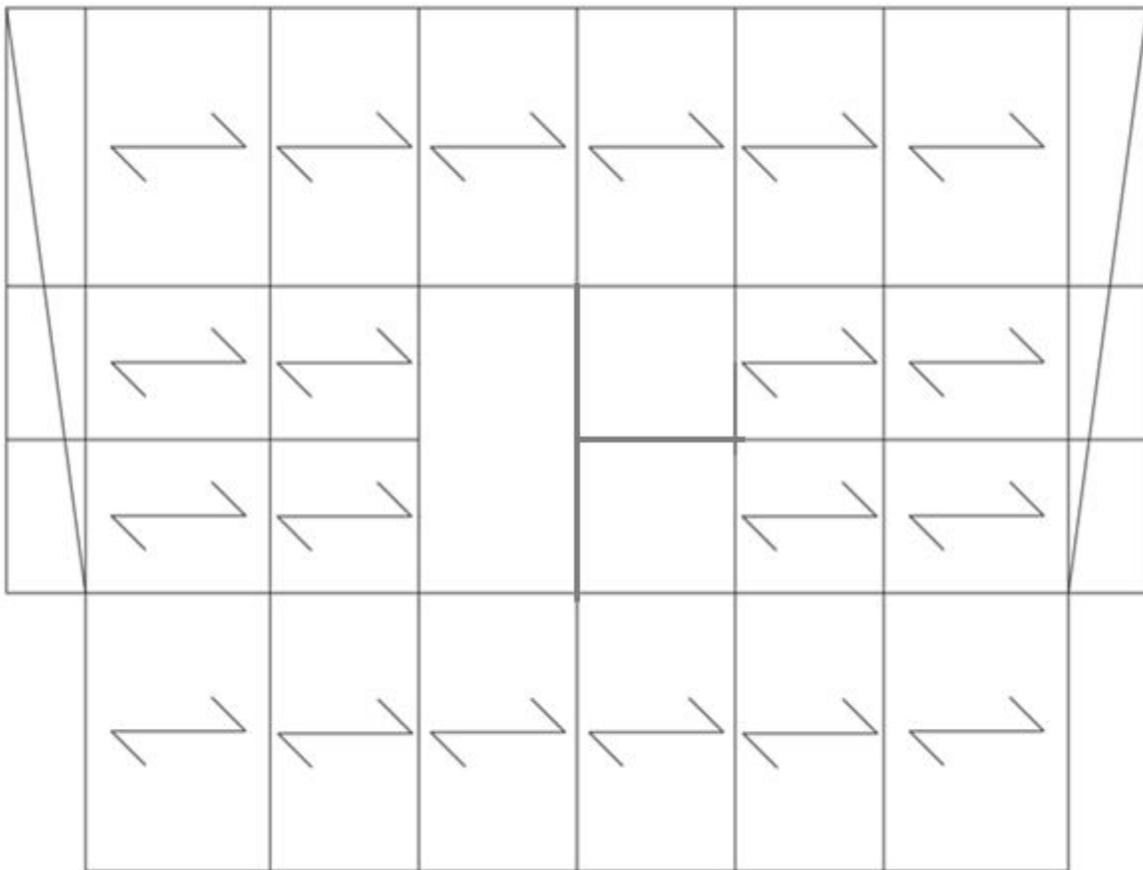


Fig.2.2. Vue en plan de la disposition des poutrelles

Les planchers de notre structure sont à corps creux composés d'une dalle de compression associée à des poutrelles et qui seront disposées selon la plus petite portée.

Selon les règles de CBA93 la hauteur (h_t) d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{CBA 93 .Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec : $\begin{cases} L_{max} : \text{la portée maximale entre nu d'appuis des poutres principales} \\ h_t : \text{la hauteur du plancher} \end{cases}$

$$L_{max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm donc } \rightarrow h_t \geq \frac{340}{22,5} = 15,11 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

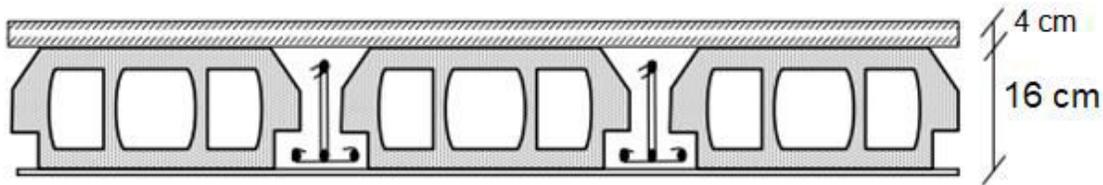


Fig.2.3. Plancher à corps creux

2.3.1.2. Dimensionnement des poutrelles :

- Détermination de la table de compression :

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4cm.

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

$$\text{Soit : } b_0 = 10\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(L_x/2, l_y/10)$$

CBA93 (article A.4.1.3)

$L_x = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance minimale entre nu d'appuis des poutres secondaires

$$L_y = 320 - 30 = 290\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{50}{2}; \frac{290}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min(25; 29)$$

$$b_1 = 25\text{cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 25 + 10 = 60 \text{ cm}$$

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

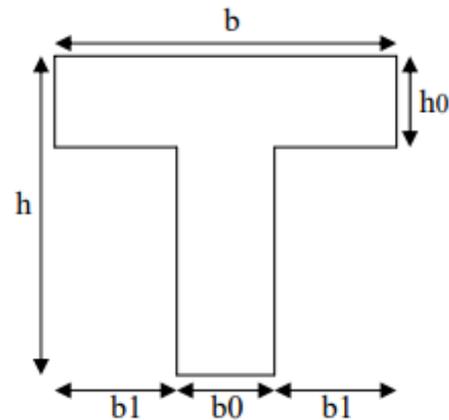


Figure 2.4. Schéma d'une poutrelle

2.4. Les dalles pleines :

2.4.1. Définition :

Une dalle pleine est un ouvrage porteur horizontal en béton armé, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions (les portées L_x et L_y).

On désigne par L_x la plus petite des portées.

2.4.2. Le pré dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon les conditions d'utilisations, de vérification à la résistance et la condition de la flèche.

a) Critère de résistance :

- ✓ Dalle reposant sur un seul appui ou deux appuis parallèles :

$$e \geq \frac{l_x}{20}$$

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis perpendiculaires ou trois ou quatre appuis avec

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 \quad \rightarrow \quad \frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$$

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis perpendiculaires ou trois ou quatre appuis avec

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0,4 \quad \rightarrow \quad \frac{l_x}{45} < e < \frac{l_x}{40}$$

b) Résistance au feu :

- ✓ $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 14$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

c) Isolation thermique :

- ✓ $e \geq 13$ cm

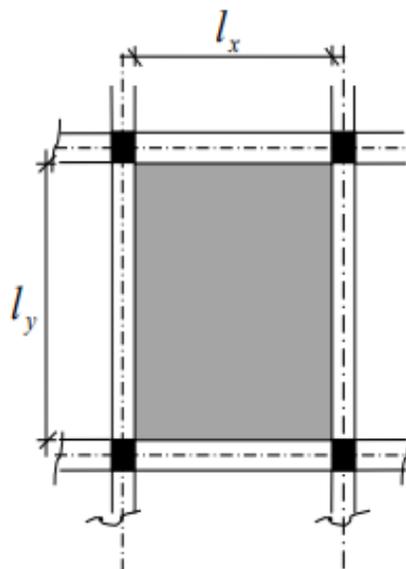


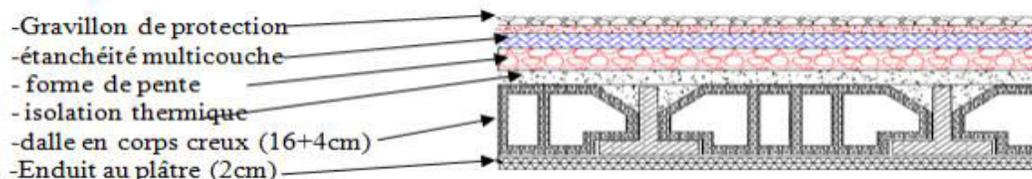
Fig.2.5. Dimensions d'un plancher de dalle**2.5. Descente des charges :****2.5.1. Introduction :**

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure. On aura à considérer :

- le poids propre de l'élément
- la charge du plancher qu'il supporte
- la part de cloisons réparties qui lui revient
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

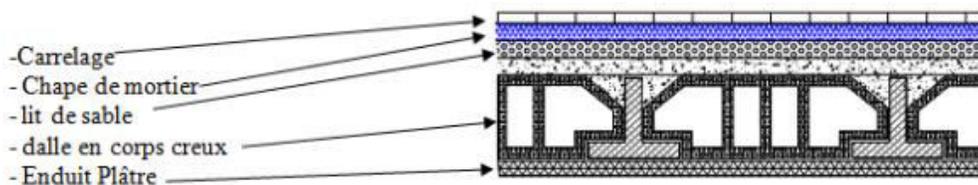
2.5.2. Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. Comme il est indiqué par la figure suivante :

**Fig.2.6.** Coupe transversale du plancher terrasse.

- Les charges :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Gravier roulé de protection	4	2000	80
Etanchéité multicouche	2	600	12
Forme de pente en béton 1%	10	2200	220
Isolation thermique en liège	4	400	16
Plancher à corps creux	16+4	/	280
Enduit au plâtre	2	1000	20
Charges permanentes : G = 518 kg/m ²			
Surcharge d'exploitation : Q = 100 Kg/m ²			

Tab.2.1. Charges du planchers terrasse**2.5.3. Plancher étage courant (corps creux) :****Fig.2.7.** Coupe Transversale du plancher étage courant (corps creux)

- Les charges :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de Sable	2	1800	36
Plancher à corps creux	16+4	/	280
Enduit plâtre	2	1000	20
Cloisons légères	10	1000	100
Charges permanentes : G = 520 Kg/m ²			
Surcharge d'exploitation : Q = 150 Kg/m ²			

Tab.2.2. Charges du planchers étage courant (corps creux)**2.5.4. Plancher balcon (dalle pleine) :**

- Les charges :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de Sable	2	1800	36
Dalle pleine	12	25	300
Enduit en ciment	1.5	1800	27
Charges permanentes : G = 447 kg/m ²			
Surcharge d'exploitation : Q = 350 kg/m ²			

Tab.2.3. Charges du planchers balcon (Dalle pleine)**2.5.5. Murs en maçonnerie :**➤ **Murs extérieurs :**

La maçonnerie utilisée est en brique (double cloison)

• Les charges :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit en ciment extérieur	2	1800	36
Briques creuses	15	900	135
L'âme d'air	5	/	/
Brique creuses	10	900	90
Enduit en plâtre extérieurs	2	1000	20
Charges permanentes : $G = 281 \text{ kg/m}^2$			

Tab.2.4. Evaluation des charges permanentes du mur extérieurs

➤ Murs intérieurs :

• Les charges :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Brique creux	10	900	90
Enduit plâtre	2	1000	20
Enduit plâtre	2	1000	20
Charges permanentes : $G = 130 \text{ kg/m}^2$			

Tab.2.5. Evaluation des charges permanentes du mur intérieur

2.5.6. Charges et combinaisons :

Etages	Destination	G (kg/m ²)	Q (kg/m ²)	E.L.U	E.L.S	Bonde (m)	\bar{q}_u (kg/ml)	\bar{q}_s (kg/ml)
				$q_u=1,35G+1,5Q$ (kg/m ²)	$q_s=G+Q$ (kg/m ²)			
Plancher Terrasse	Terrasse Inaccessible	518	100	849,3	618	0,6	509,58	370,8
1 ^{er} au 9 ^{eme} Etage	Habitation	520	150	927	670	0,6	556,2	402
RDC	Commerce MEZZANINE	520	400	1302	920	0,6	792	552
Murs extérieurs		281	/	379,35	281	1,00	379,35	281
Murs intérieurs		130	/	175,5	130	1,00	175,5	130

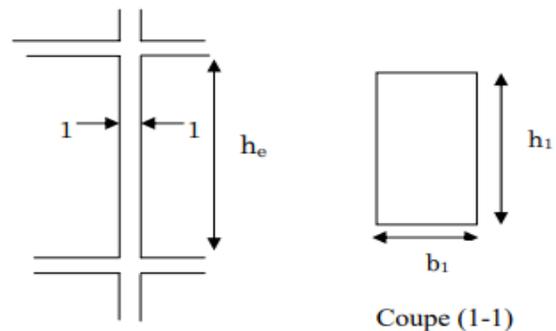
Tab.2.6. Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges

2.6. Les poteaux :

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, avec un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations si le nombre d'étage $n \geq 5$.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99 (version2003)**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone 2a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$



Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage

Fig.2.8. Hauteur libre d'étage

2.6.1. Loi de dégression des surcharges :

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment
- $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_{n-1}$ et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2, 3, n-1 et n à partir du sommet du bâtiment

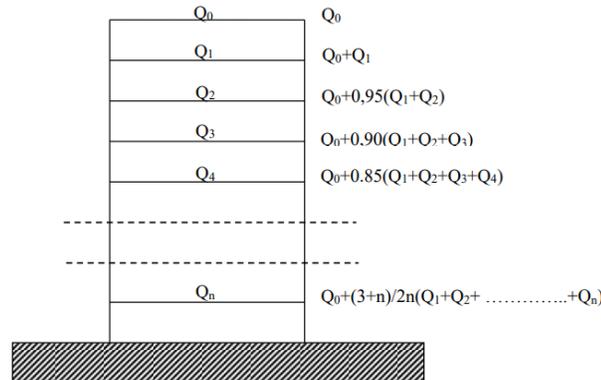


Fig.2.9. Schéma de la loi de dégression

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

En appliquant la loi de dégression, On aura :

i	Niveaux	Surcharges	Q (KN/m ²)
	Haut 9 ^{ème} étage	Q_0	1
1	Haut 8 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,5
2	Haut 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
3	Haut 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
4	Haut 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + \dots + Q_4)$	6,1
5	Haut 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + \dots + Q_5)$	7
6	Haut 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
7	Haut 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	8,455
8	Haut 1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,69 (Q_1 + \dots + Q_8)$	9,28
9	Haut de mezzanine	$Q_0 + 0,67 (Q_1 + \dots + Q_9)$	10,045
10	Haut RDC	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	12,375

Tab.2.7. Surcharges d'exploitations.**2.6.2. Distribution des charges :**

Niveau des planchers	Les charges et surcharges Cumulées		Les charges et surcharges non Cumulées	
	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)
Haut 9 ^{ème} étage	518	100	518	100
Haut 8 ^{ème} étage	1038	250	520	150
Haut 7 ^{ème} étage	1558	385	520	150
Haut 6 ^{ème} étage	2078	505	520	150
Haut 5 ^{ème} étage	2598	610	520	150
Haut 4 ^{ème} étage	3118	700	520	150
Haut 3 ^{ème} étage	3638	775	520	150
Haut 2 ^{ème} étage	4158	845,5	520	150
Haut 1 ^{ème} étage	4678	928	520	150
Haut mezzanine	5198	1004,5	520	150
Haut RDC	5718	1237,5	520	400

Tab.2.8. Distribution des charges.**2.6.3. Méthode de calcul :**

Leur pré dimensionnement doit respecter les conditions suivantes :

a) Condition de résistance :

On sait que :

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots \dots \dots (1)$$

On prend : Zone IIa => $A_{\min} = 0,8 \% Br \rightarrow A / Br = 0,008$. **RPA99 version 2003 (art .7.4.2.).**

Avec :

- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$.
- B_r : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie, avec :

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

- Pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2} = \frac{0,85}{\beta} \rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2$

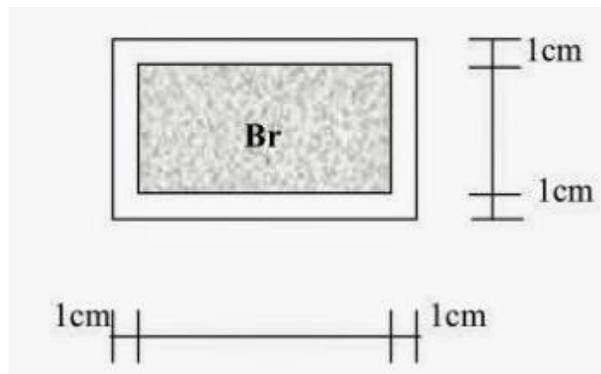


Fig.2.10. Section réduite du béton

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée donc, $\beta=1,2$.

La formule (1) devient :

$$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,00663 N_u$$

Donc, $B_r \geq 0.00663 N_u$ (cm²).

On peut tirer « a » et « b ».

D'après le critère de résistance, on a :

$$\begin{cases} N_u = 1,15 P_u \\ P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q \end{cases}$$

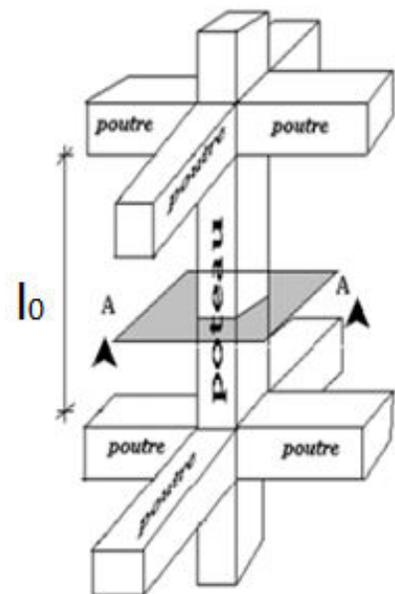


Fig.2.11. Schéma représentatif d'un étage courant.

b) Condition de stabilité de forme :(Critère de flambement).

Il faut vérifier que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

- λ : Élanement.
- l_f : longueur de flambement, avec $l_f = 0,7 l_0$.
- l_0 : longueur libre du poteau.

2.7. Calcul de la section du poteau :

2.7.1. Détermination de la surface afférente :

Pour le pré dimensionnement des poteaux ; on utilise le poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

PP : Poutre Principale.

PS : Poutre secondaire.

S_{aff} : Section afférente

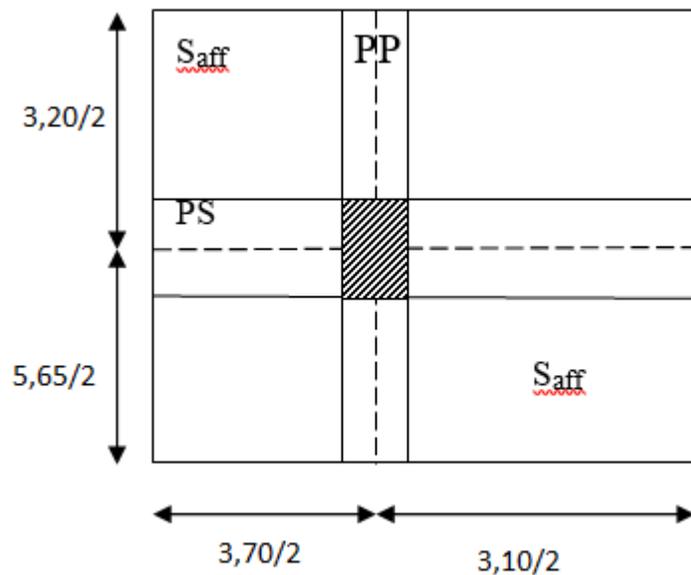


Fig.2.12. Surface afférente du poteau le plus sollicité.

- La longueur afférente de la poutre principale : $L_{aff-PP} = 4,425$ m.
- La longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{aff-PS} = 3,40$ m.

- La section afférente de plancher : $S_{\text{aff}} = 12,79 \text{ m}^2$.

2.7.2. Exemple de calcul :

- **Calcul de la section du poteau haut 5^{ème} étage :**
 - **Effet Normal ultime P_u :**

$$P_u = N_{pl} + N_{pp} + N_{ps}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G + 1.5Q) \times S_{\text{aff}} = [(1,35 \times 2598) + (1,5 \times 610)] \times 12,79 = 56561,22 \text{ kgf.}$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff-pp}} \times n = 1,35 \times 2500 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,425 \times 5 = 8960,63 \text{ kgf.}$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff-ps}} \times n = 1,35 \times 2500 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,40 \times 5 = 5163,75 \text{ kgf.}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps} = 70685,6 \text{ kgf.}$$

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

$$N_u = 81288,44 \text{ kgf.}$$

La section réduite du béton est :

$$B_r = 0.00663 \times N_u = 0.00663 \times 81288,44 = 538,94 \text{ cm}^2$$

Pour la section rectangulaire ; on fixe $a = 35 \text{ cm}$ et on calcul ' b ' :

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = 538,94 \rightarrow (b-2) \times (35-2) = 538,94 \text{ cm}^2$$

$$b = (538,94/33) + 2$$

$$b = 18,33 \text{ cm.}$$

On prendre $b = 35 \text{ cm}$.

- **Vérification du flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec} \quad l_f = 0,7 l_0 \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

On a : $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow l_f = 2,142 \text{ m}$

- Sens x-x :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,35 \times 0,35^3}{12} = 0,00125 \text{ m}^4 \quad \rightarrow \quad i_{xx} = \sqrt{\frac{0,00125}{0,13}} = 0,098$$

D'où :

$$\lambda_{xx} = \frac{2,142}{0,098} = 21,86 < 35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

- Sens y-y :

$$L_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,35 \times 0,35^3}{12} = 0,00125 \text{ m}^4 \quad \rightarrow \quad i_{yy} = \sqrt{\frac{0,00125}{0,13}} = 0,098$$

D'où :

$$\lambda_{yy} = \frac{2,142}{0,098} = 21,86 < 35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{upp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3.06	haut 9 eme etage	5.18	1	17,921	10.328	0,000	127,777	156,026	113,903	103,409	12,169	30	14,423	24,735
3.06	haut 8 eme etage	10.38	2,5	35,843	20.655	8,080	267,244	331,822	241,615	219,920	16,830	30	21,034	24,735
3.06	haut 7 eme etage	15.58	3,85	53,764	30.983	16,160	403,326	504,232	367,069	334,188	20,281	30	25,929	24,735
3.06	haut 6 eme etage	20.78	5,05	71,685	41.310	24,239	536,023	673,258	490,267	446,212	23,124	35	29,961	21,201
3.06	haut 5 eme etage	25.98	6,1	89,606	51.638	35,237	665,335	841,815	613,370	557,926	25,620	35	33,503	21,201
3.06	haut 4 eme etage	31.18	7	107,528	61.965	46,234	791,262	1006,988	734,216	667,397	27,834	45	36,642	16,490
3.06	haut 3 eme etage	36.38	7,75	125,449	72.293	64,414	913,803	1175,958	858,125	779,384	29,917	45	39,597	16,490
3.06	haut 2 eme etage	41.58	8,455	143,370	82.620	82,593	1035,329	1343,912	981,357	890,698	31,845	45	42,331	16,490
3.06	haut 1 eme etage	46.78	9,28	161,291	92.948	100,772	1159,563	1514,574	1106,394	1003,807	33,683	50	44,938	14,841
3.06	haut mizzanine	51.98	10,045	179,213	103.275	123,216	1282,443	1688,147	1233,687	1118,845	35,449	50	47,443	14,841
3.57	haut RDC	57.18	12,375	197,134	113.603	145,660	1440,641	1897,038	1384,526	1257,291	37,458	55	50,293	15,740

Tab.2.9. Dimensionnement des poteaux

2.8. Les voiles :

2.8.1. Définition :

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.

Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

2.8.2. Prédimensionnement :

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces derniers. Le pré dimensionnement est conduit comme stipule le RPA99

- l : Portée du voile
- a : Epaisseur du voile
- h_e : hauteur libre de l'étage

De l'article 7.7.1 ; RPA99 Version2003 :

- $\begin{cases} e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour les voiles simple} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{cases}$

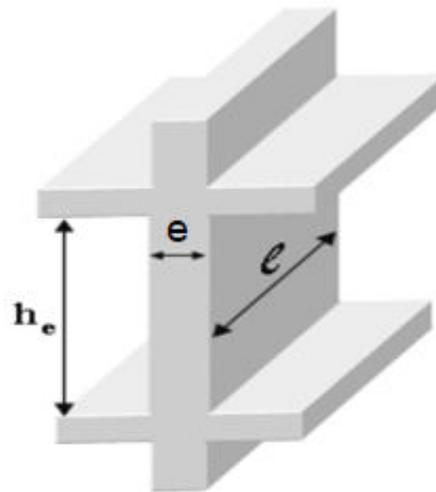


Fig.2.13. Coupe du voile en élévation

Dans notre cas on a :

$$h_e = 357 \text{ cm}$$

$$e \geq (357 - 24) / 20 \quad \rightarrow \quad e \geq 16,85 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Longueur minimale :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq (4 \times e) \quad \text{D'où : } L_{\min} \geq 80\text{cm}$$

Soit : $L_{\min} = 80 \text{ cm}$.

3.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- Reprendre les efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les voiles périphériques et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et isolation thermique et acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Pour la structure étudiée, on distingue deux types de planchers :

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

3.2. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

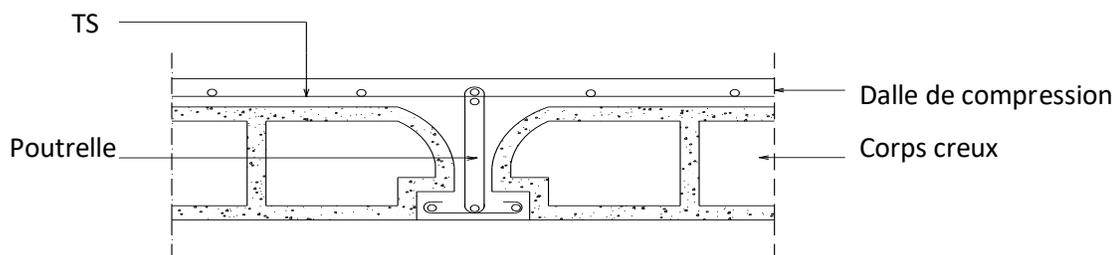


Fig.3.1. Coupe transversale du plancher à corps creux.

3.2.1. Ferrailage de la dalle de compression : (BAEL91/B.6.8)

D'après les règles **BAEL91**,

L'épaisseur minimale de la dalle de compression est de : $h_{0\min} = 4\text{cm}$.

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

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 30cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures

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 $\phi_6 \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0,46 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T6/m_L \longrightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

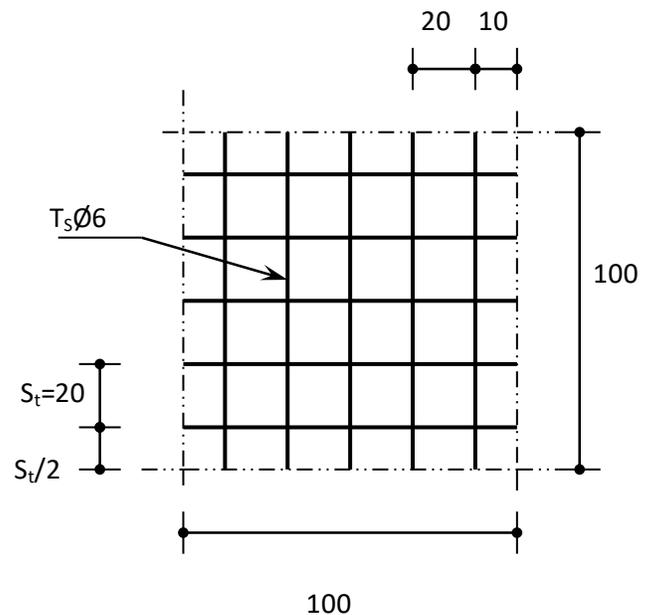


Fig.3.2. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

b) Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$):

➤ Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5T6/m_L \longrightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/m_L$$

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

- **Choix** : Le treillis soudé adopté est : TS $\varnothing 6$ (200x200x6).

3.2.2. Etude des poutrelles :

3.2.2.1. Évaluation des charges :

Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + Q) \times b$$

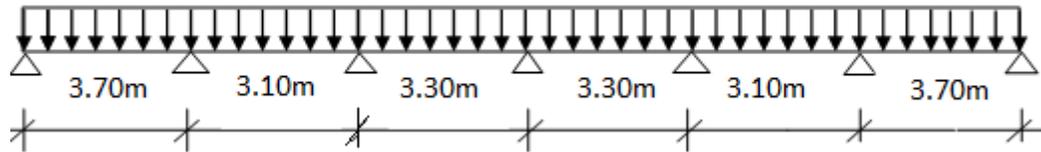
Type de plancher	b (m)	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	q_u (daN/m)	q_{ser} (daN/m)
Terrasse	0,60	518	100,00	509,58	370,80
1 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	0,60	520,00	150,00	556,20	402,00
Mezzanine	0,60	520,00	400,00	781,2	552,00

Tab.3.1. Evaluation des charges

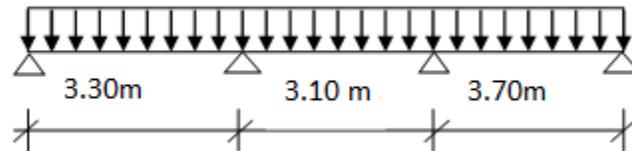
3.2.2.2. Type de poutrelle :

On distingue les types de poutrelles suivantes :

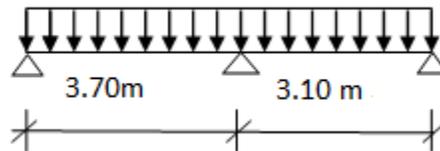
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



3.2.3. Méthode de calculs :

La méthode de calcul est essentiellement définie en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes, d'après le [B.A.E.L 91] la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il faudra utiliser une ces trois méthodes qui sont les suivantes :

- ❖ Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée,
- ❖ Méthode de Caquot minorée : les planchers à charge d'exploitation relativement élevée,

3.2.3.1. Méthode forfaitaire :

- **Domaine d'application :**

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

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

$$Q \text{ [daN/m}^2] \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$$

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;

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

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- **Principe de la Méthode :**

Soit :

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

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

M_t : Moment maximum en travée

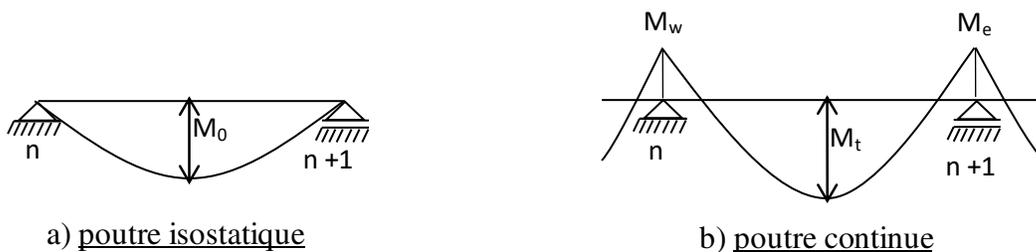


Fig.3.3. Définition des moments

Moment en travée :

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

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

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

Moment sur appuis de rive : M_{ar}

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

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

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

Moment sur appuis intermédiaires : M_{ai}

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

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

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

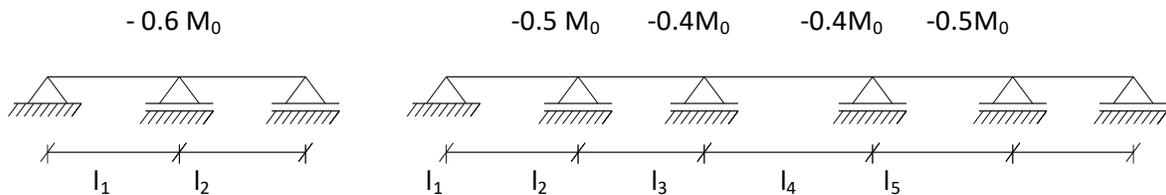


Fig.3.4. Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque :

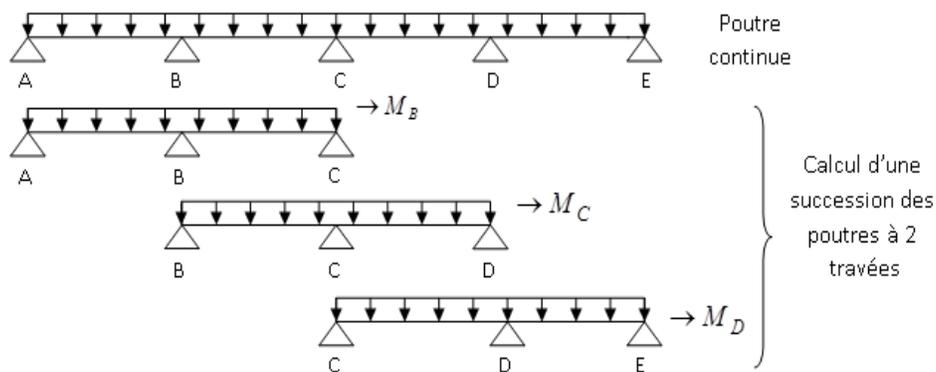
Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

3.2.3.2. Méthode de Caquot minorée :

Domaine d'application : (B.6.2, 221 BAEL91)

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

Principe de la méthode de Caquot : (E.2.2,1 BAEL91)



Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projecteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appuis donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes 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.

• Moments sur appuis intermédiaires :

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

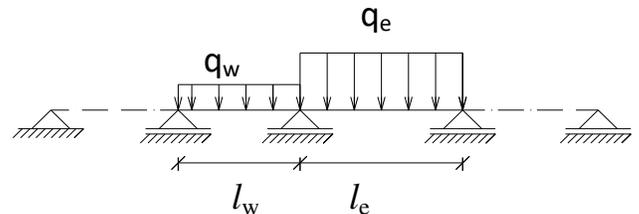


Fig.3.5. Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive ;

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

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

l : la portée réelle de la travée.

- **Moments en travées :**

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

Avec :

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

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

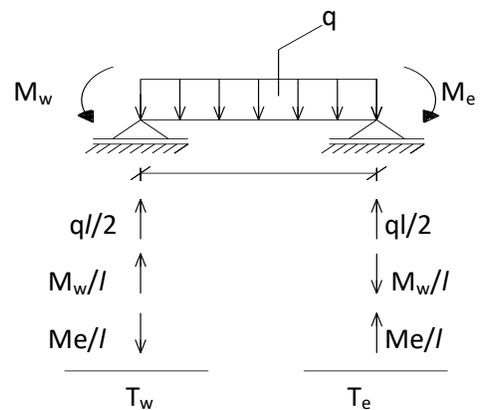
x : abscisse varie de 0 à l ;

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

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

Avec :

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



- **Efforts tranchants :**

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

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

3.2.4. Exemple de calcul :

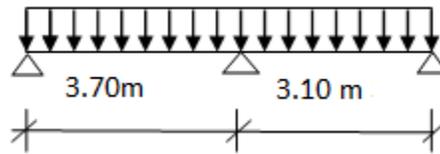
➤ Caractéristique des planchers :

Plancher	Fissuration	f_c [MPa]	f_{c28} [MPa]	Enrobage c [cm]	b [m]	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	Préjudiciable	400	25	2	0,6	518	100
Étage courant	non préjudiciable					520	150
Mezzanine	non préjudiciable					520	400

Tab.3.2. Caractéristique des planchers

❖ En prend le 3^{ème} type des poutrelles.

Schéma statique :



Vérification d'application de la méthode forfaitaire :

Pour l'application de la méthode forfaitaire, il faut que les conditions ci-dessous soient vérifiées pour cela on trouve que la méthode n'est applicable.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$1. P = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 520 = 1040 \text{ daN/m}^2 \\ 500 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **Condition vérifiée.**

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,70}{3,10} = 1,19 < 1,25 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

4. Les fissurations sont considérées comme non préjudiciable \rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode « forfaitaire » pour le calcul des poutrelles.

Principe de la méthode :

- $M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha); 1,05] \times M_0$ Pour les travées de rive et intermédiaire.
- $M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0$ pour les travées de rive.
- $M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0$ pour les travées intermédiaires.

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$.

a) **Calcul des sollicitations :**

• **Plancher étage courant**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 520 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \\ q_u = 556,20 \text{ daN/ml} \\ q_{ser} = 402 \text{ daN/ml.} \end{array} \right.$$

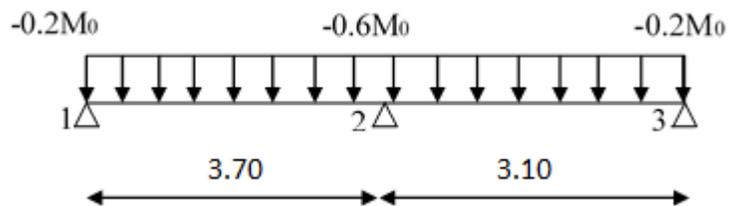


Fig3.6. Moment maximum sur les appuis

Calcul des moments à l'ELU (daN.m)			
$M_0 = (q_u l^2 / 8)$	951,8	668,14	
Ma (appui)	-0,2 M_{01}	-0,6 M_{0max}	-0,2 M_{02}
	-190,36	-571,08	-133,63
$M_T = (0,6 + 0,15\alpha) \times M_0$	603,04	423,32	
$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$	0,224	0,224	
$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \dots \dots \dots (1)$	983,76	775,67	
Max [(1+0,3α) M_0 ; 1.05 M_0]..... (2)	1015,72	713,01	
Condition 1 \geq 2	Non Vérifiée :	Vérifiée :	
Mt (travée à prendre)	635,01	423,32	
Calcul des moments à l'ELS (daN.m)			
$M_0 = (q_{ser} l^2 / 8)$	687,92	482,90	
$K = \frac{(1,35 G + 1,5Q)}{(G+Q)} \times 0,6$	0,830	0,830	
Ma (appui)	-0.2 M_{01}	-0.6 M_{0max}	-0.2 M_{02}
	-137,58	-412,75	-96,58
$M_T = M_{t \text{ ultime}} / k$	726,43	509,93	
$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \dots (1)$	1001,59	764,60	
Max ((1+0,3α) M_0; 1.05 M_0) ... (2)	734,13	515,34	
Condition 1 \geq 2	Vérifiée	Vérifiée	
Mt (travée à prendre)	726,43	509,93	

Tab.3.3. Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U. et l'E.L.S.**Résultant :**✓ **Moments fléchissant en appuis :**

Appuis	1	2	3
ELU (daN.m)	-190,36	-571,08	-133,63
ELS (daN.m)	-137,58	-412,75	-96,58

✓ **Moments fléchissant en travées :**

Travée	1-2	2-3
ELU (daN.m)	675,78	474,38
ELS (daN.m)	510,29	358,21

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

Travée	Li (m)	Efforts tranchant (ELU)
1-2	3,70	$T(x=0) = \frac{190,36 - 571,08}{3,70} + \frac{3,70 \times 556,2}{2} = 926,07 \text{ daN}$
		$T(x=3,70) = \frac{190,36 - 571,08}{3,70} - \frac{3,70 \times 556,2}{2} = -1131,87 \text{ daN}$
2-3	3,10	$T(x=0) = \frac{571,08 - 133,63}{3,10} + \frac{3,10 \times 556,2}{2} = 1003,22 \text{ daN}$
		$T(x=3,10) = \frac{571,08 - 133,63}{3,10} - \frac{3,10 \times 556,2}{2} = -721,00 \text{ daN}$

Tab.3.4. Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

- Diagramme des moments fléchissant :

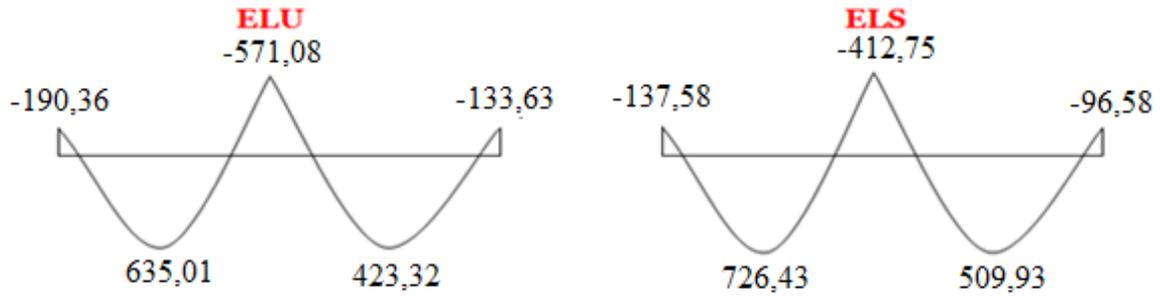


Figure.3.7. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 3^{ème} type de poutrelle.

- Diagramme des efforts tranchants :

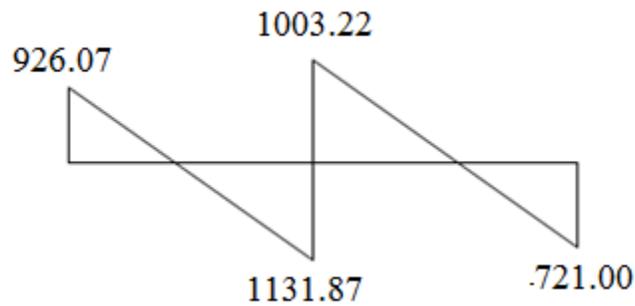
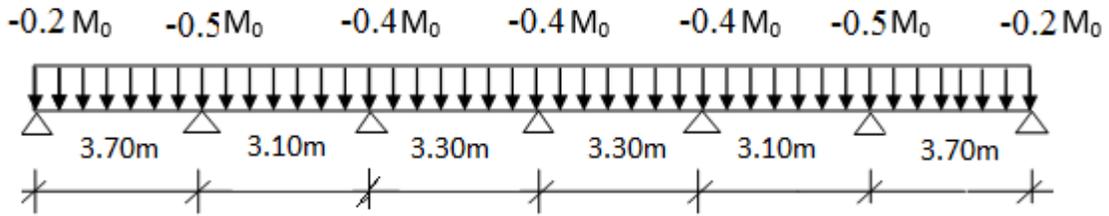


Figure 3.8. Diagramme des efforts tranchants du 3^{ème} type de poutrelle.

- ❖ 1^{er} type des poutrelles.

Schéma statique :



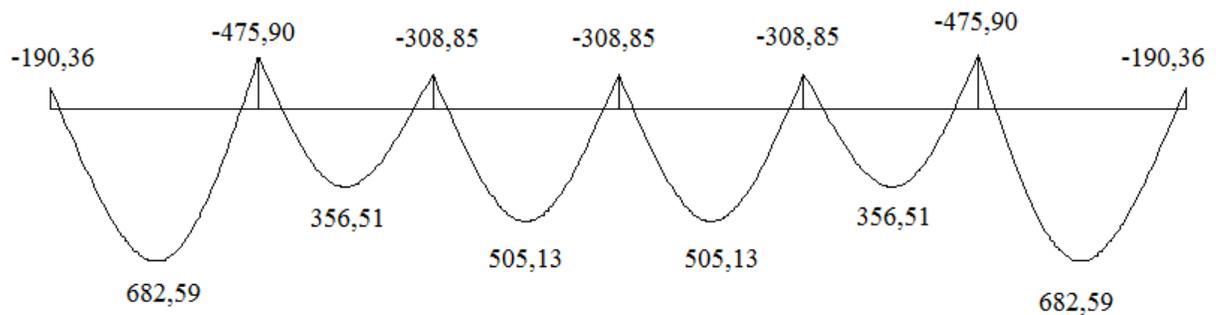
✓ Moments fléchissant en appuis :

Appuis	1	2	3	4	5	6	7
ELU (daN.m)	-190,36	-475,90	-308,85	-308,85	-308,85	-475,90	-190,36
ELS (daN.m)	-137,58	-343,96	-218,99	-218,99	-218,99	-343,96	-137,58

✓ Moments fléchissant en travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
ELU (daN.m)	682,59	356,51	505,13	505,13	356,51	682,59
ELS (daN.m)	493,35	257,67	365,09	365,09	257,67	493,35

ELU



ELS

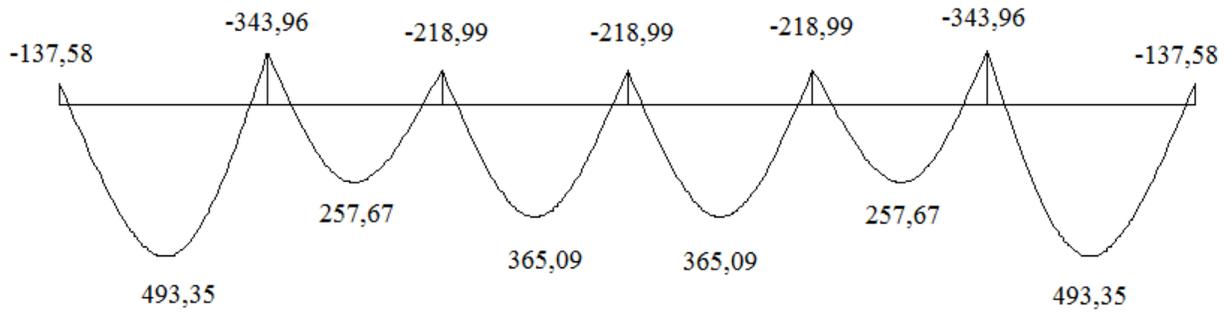


Fig.3.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 1^{er} type de poutrelle.

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
La Longueur x	0	0	0	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche T_g [daN]	951,80	917,93	917,93	917,73	806,29	1106,14
La Longueur x	3,7	3,1	3,30	3,30	3,10	3,70
L'effort tranchant à l'appui gauche T_d [daN]	-1106,14	-806,29	-917,73	-917,73	-917,93	-951,80

Tab.3.5. Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

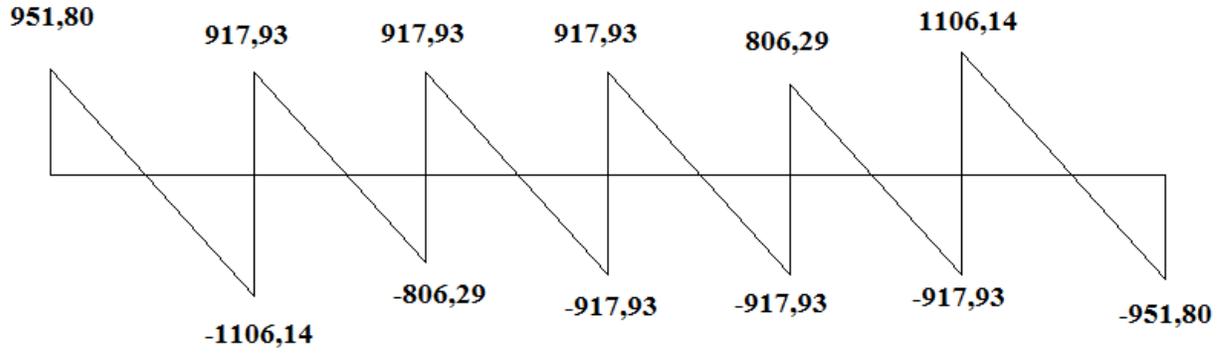
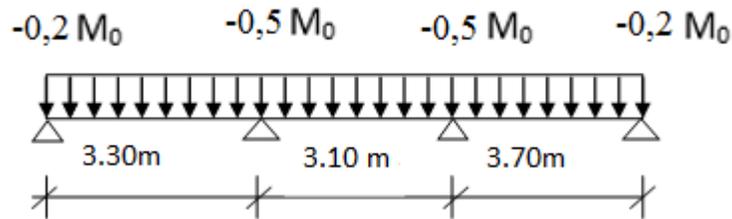


Fig.3.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

❖ 2^{eme} type des poutrelles.

Schéma statique :



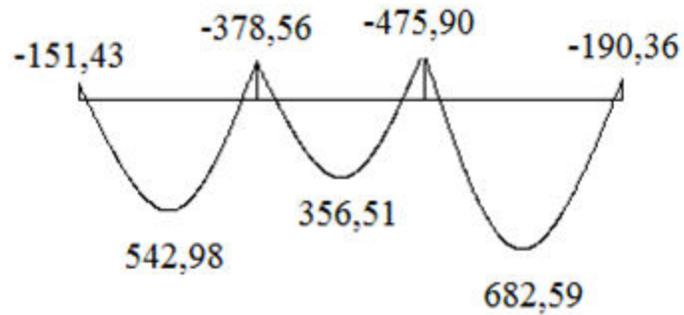
✓ **Moments fléchissant en appuis :**

Appuis	1	2	3	4
ELU (daN.m)	-151,43	-378,56	-475,90	-190,36
ELS (daN.m)	-109,44	-273,61	-343,96	-137,58

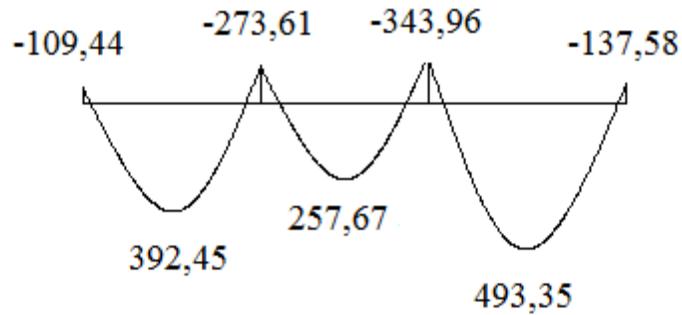
✓ **Moments fléchissant en travées :**

Travée	1-2	2-3	3-4
ELU (daN.m)	542,98	356,51	682,59
ELS (daN.m)	392,45	257,67	493,35

ELU



ELS



	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
La Longueur x	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche T_g [daN]	1192,31	1166,78	1553,61

La Longueur x	3,30	3,10	3,70
L'effort tranchant à l'appui gauche T_d [daN]	-1385,65	-1254,96	-1336,83

Tab.3.6. Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

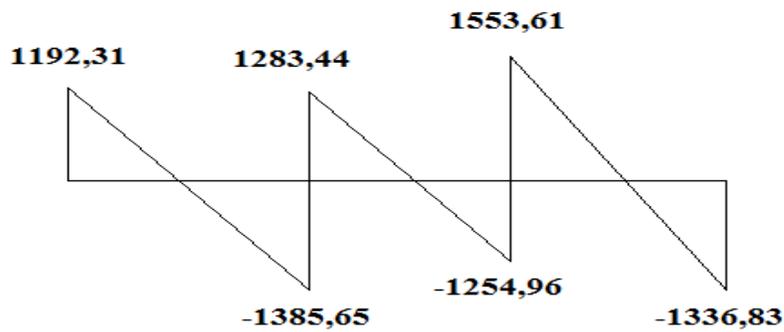


Fig.3.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2^{ème} type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Du 1 ^{er} étage au 9 ^{ème} étage	Type 1	Forfaitaire	- 475,90	- 343,96	682,59	493,35	1106,14
	Type 2	Forfaitaire	- 475,90	- 343,96	682,59	493,35	1106,14
	Type 3	Forfaitaire	-571,08	-412,75	635,01	458,96	1131,87
Terrasse	Type 1	Forfaitaire	-436,01	-317,27	610,41	444,17	1013,43
	Type 2	Forfaitaire	- 436,01	- 317,27	610,41	444,17	903,87
	Type 3	Forfaitaire	- 523, 21	-380,72	566,81	412,45	1037,00
Mezzanine	Type 1	Forfaitaire	- 668,41	- 472,31	1043,31	737,21	1553,61
	Type 2	Forfaitaire	- 668,41	- 472,31	1043,31	737,21	1553,61
	Type 3	Forfaitaire	- 802,10	- 566,77	976,47	689,98	1589,74

Tab.3.7. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

3.2.5. Calcul du ferrailage : (étages courants) :

1. Calcul des armatures longitudinales :

a) En travées :

❖ Etages courants :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u \max = 682,59 \text{ daN.m} = 6825,90 \text{ N.m}$$

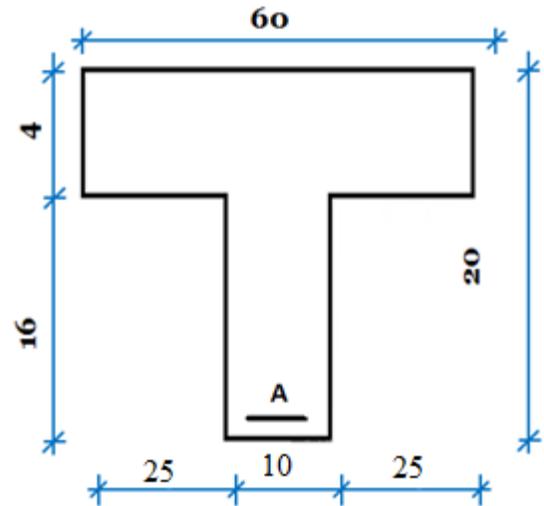


Fig.3.12. Section de calcul

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_t^u \max = 6825,9 \text{ N.m} \leq M_{\text{table}} = 54412,8 \text{ N.m}$$

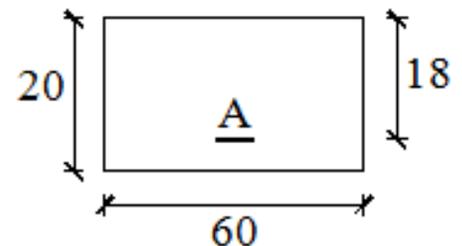
➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6825,9}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,032$$



$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6825,9}{348 \times 0,987 \times 18} = 1,10 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Fig.3.13. Section de calcul en travée.

➤ Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_t^u = 1,10 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ Mezzanine :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u \text{max} = 1043,31 \text{ daN.m} = 10433,10 \text{ N.m}$$

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_t^u \text{max} = 10433,1 \text{ N.m} \leq M_{\text{table}} = 54412,8 \text{ N.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10433,1}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires A' = 0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10433,1}{348 \times 0,981 \times 18} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 1,70 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_t^u = 1,70 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ Etages courants :

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}}_{\text{max}} = 493,35 \text{ daN.m} = 4933,5 \text{ N.m}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_t \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{6825,9}{4933,5} = 1,38 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 > \alpha = 0,032$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

(Aucune vérification de σ_s).

❖ **MIZZANINE :**

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 731,21 \text{ daN.m} = 7312,1 \text{ N.m}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

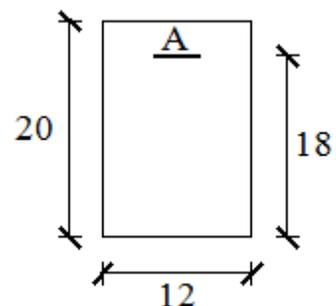
$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{10433,1}{7372,1} = 1,42 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,46 > \alpha = 0,032$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.}$$

(Aucune vérification de σ_s).

b) En appuis :

❖ **Etages courants :**



✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u_{\max} = -571,08 \text{ daN.m} = -5710,8 \text{ N.m}$$

Fig.3.14. Section de calcul en appuis.

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue ($M < 0$) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$.

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5710,8}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

⇒ Á N'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,945$$

➤ Détermination des armatures:

$$A = \frac{M_a^u_{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5710,8}{348 \times 0,945 \times 18}$$

$$A_{\text{cal}} = 0,96 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 0,96 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$1T14 \longrightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$$

❖ MIZZANINE :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u_{\max} = -802,10 \text{ daN.m} = -8021,0 \text{ N.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8021,0}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,146$$

$$\mu = 0,146 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

⇒ Á N'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,198$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,921$$

➤ Détermination des armatures:

$$A = \frac{M_a^u_{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8021,0}{348 \times 0,921 \times 18}$$

$$A_{\text{cal}} = 1,39 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 0,96 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$1T14 \longrightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$$

❖ ETAGES COURANTS :

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b x h).

$$M_{a \max}^{\text{ser}} = -412,75 \text{ daN.m}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{571,08}{412,75} = 1,38 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 > \alpha = 0,216 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPA} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

Aucune vérification de σ_s .

❖ MEZZANINE :

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b x h).

$$M_{a \max}^{\text{ser}} = - 566,77 \text{ daN.m}$$

On a :

Flexion simple	}	→ $\alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Section rectangulaire avec \bar{A}_s		
Acier FeE400		

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{802,10}{566,77} = 1.42 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,46 > \alpha = 0,146 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

}	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15\text{MPa}$	⇒ Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.
	Fissuration peu préjudiciable	

Aucune vérification de σ_s .

➤ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 1425,26 \text{ daN} = 14252,6 \text{ N.m}$$

2. 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.

$$T_u^{\max} = 1131,87 \text{ daN}$$

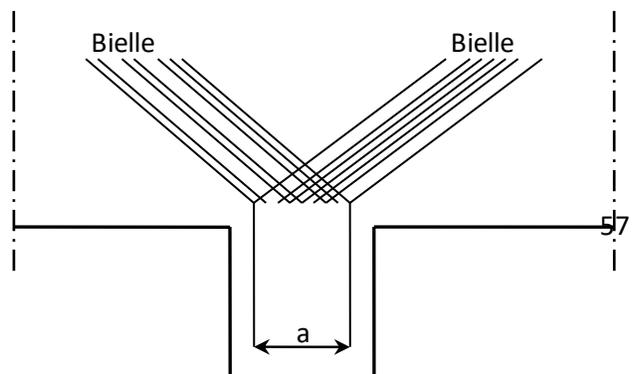
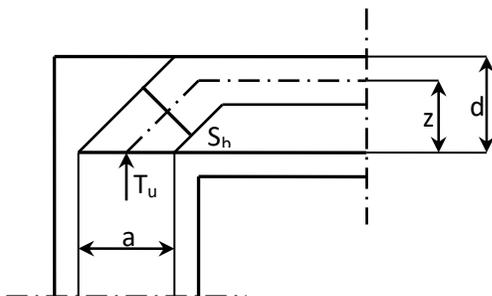


Fig.3.15. L'influence de l'effort tranchant.

- 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 :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 11318,7 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

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

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 3,39 \geq \frac{1,15}{400} \left[11318,7 + \frac{-412,75}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A.5.1, 211].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11318,7}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,66 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

➤ **Diamètre des armatures transversales (BAEL91/A.7.2,9) :**

a) Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

b) Espacement des armatures transversales :

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm (A.12.3.6 Pratique BAEL91)}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm (12.3.4 Pratique BAEL91)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ (A.5.1, 23 BAEL mod.99)}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 47 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

⇒ **L** : la portée de la travée entre nus d'appui.

⇒ **h** : la hauteur totale de la section droite.

⇒ **M_t^s** : moment maximal en travée à l'E.L.S.

⇒ **M_a^s** : moment maximal en appuis à l'E.L.S.

⇒ **A** : section des armatures tendues à l'E.L.S

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{370} \geq \frac{1}{16} = 0,054 > 0,0625 \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow \frac{20}{370} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{1029,37}{703,021} \right) \Rightarrow 0,054 > 0,146 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,016 > 0,0105 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

3.2.6. Calcul de la flèche :

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

➤ Calcul des charges :

⇒ **G** : charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$\rightarrow G = 520 \times 1,00 = 520 \text{ daN/ml}$$

⇒ **j** : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\rightarrow j = 520 \times 1,00 = 520 \text{ daN/ml}$$

⇒ **P** : charge total (G+Q).

$$\rightarrow P = (520 + 150) \times 1,00 = 670 \text{ daN/m}$$

Pour $b = 0,6\text{m}$:

$$\rightarrow G = j = 520 \times 0,6 = 3120 \text{ N/ml}$$

$$\rightarrow P = 670 \times 0,6 = 4020 \text{ N/ml}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_G = M_j = 0,80 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{3120 \times 3,70^2}{8} = 4271,28 \text{ daN.m}$$

$$M_P = 0,80 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{4020 \times 3,70^2}{8} = 5503,38 \text{ daN.m}$$

➤ Modules de déformations longitudinaux :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

1. Calcul du moment d'inertie (I_0) :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(60-12) \times 4 \times 2 + 12 \times 20 \times 10 + 15 \times 3,39 \times 18}{4 \times 48 + 12 \times 20 + 15 \times 3,39} = 7,66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,66 = 12,34 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des moments d'inertie:**

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

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7,66^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,66 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,34^3}{3} + 15 \cdot 3,39(18 - 7,66)^2$$

$$I_0 = 21157,64 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M^{SER_I}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 1,569 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma^g = \sigma^J = \frac{M^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4271,28}{3,39 \cdot 0,837 \cdot 18} = 83,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma^P = \frac{M^P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5503,38}{3,39 \cdot 0,837 \cdot 18} = 107,75 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01569 \cdot 83,63 + 2,1} = 0,500$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01569 \cdot 107,75 + 2,1} = 0,585$$

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

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 2,57$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 1,03$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 1,03 \times (0,500)} = 15361,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 21157,64}{1 + 2,57 \cdot (0,500)} = 10185,30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 21157,64}{1 + 2,57 \cdot (0,585)} = 9296,53 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche (totale et admissible) :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{4271,28 \times 310^2}{10 \times 10818,86 \times 15992,61} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = f_{ji} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{4271,28 \times 310^2}{10 \times 32164,19 \times 10896,09} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10 E_l \cdot I_{fpi}} = \frac{5503,38 \times 310^2}{10 \times 32164,19 \times 10185,30} = 0,16 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale :**

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

$$\Delta f_t = (0,23 - 0,12) + (0,16 - 0,12) = 0,15\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500}\text{cm} = 0,74\text{cm}$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \Rightarrow 0,16\text{cm} < 0,74\text{cm} \rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

3.2.7. Dessin de ferrailage :

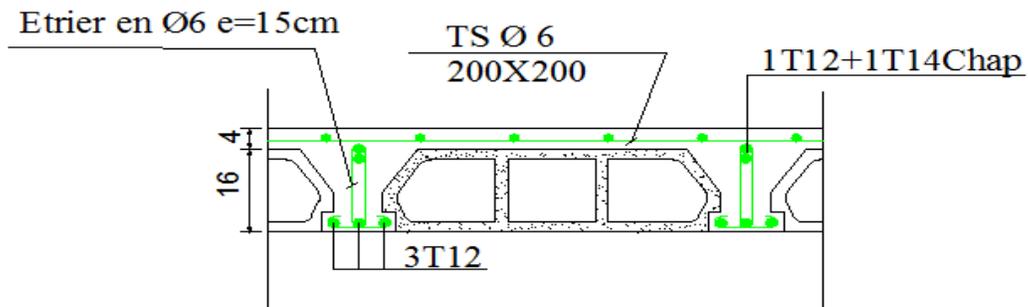


Fig3.16. Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.

4.1. Etude de l'acrotère :

4.1.1. Définition :

C'est un élément en béton armé, destiné à l'étanchéité et à la protection, encastré au niveau du plancher terrasse (poutre du plancher terrasse). Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre « W_P » est un moment dû à une force horizontale donnée par le **RPA99** selon l'article du **6.2.3 RPA99**, il a pour rôle :

- La protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale
- La sécurité des gens, personnes

Dans notre projet on a une terrasse inaccessible, on adoptera les dimensions de l'acrotère indiquées sur la figure

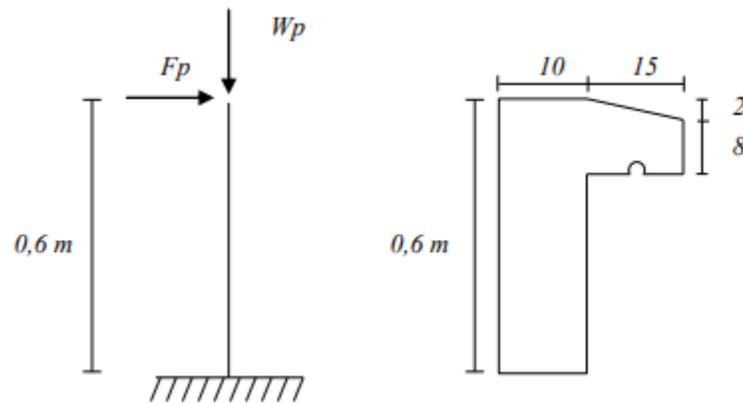


Fig.4.1. Schéma statique et dimensions de l'acrotère

4.1.2 Calcul du ferrailage :

a. Détermination des sollicitations :

▪ Le poids propre :

W_P : Poids de l'élément

$$W_P = V \cdot \rho$$

$$\rightarrow V = \left[(0,6 \times 0,1) + \left(\frac{(0,1+0,08) \times 0,15}{2} \right) \right] \times 1 = 0,0735 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow W_P = 0,0735 \times 2500 = 183,75 \text{ daN}$$

▪ **La force horizontale F_P :RPA.99Ver2003 (art 6.2.3)**

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone(**R.P.A Ver 2003 / Tab4.1**)
- C_P : Facteur de force horizontale(**R.P.A Ver 2003 / Tab 6.1**)

Pour notre acrotère, On a :

- A = 0,15 (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)
- $C_P = 0,8$ (Elément en console)

$$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 183,75$$

$$F_P = 88,2 \text{ daN}$$

▪ **Effort normal et moment fléchissant :**

	Désignation	Formule	Calcul	Résultat (daN)
E.L.U	N_U	$1,35 W_P$	$1,35 \times 183,75$	248,06
	M_U	$1,5.F_P.L$	$1,5 \times 88,2 \times 0,6$	79,38
E.L.S	N_{Ser}	W_P		183,75
	M_{Ser}	$F_P.L$	$88,2 \times 0,6$	52,92

Tab.4.1. Calcul des effort normal et moment fléchissant

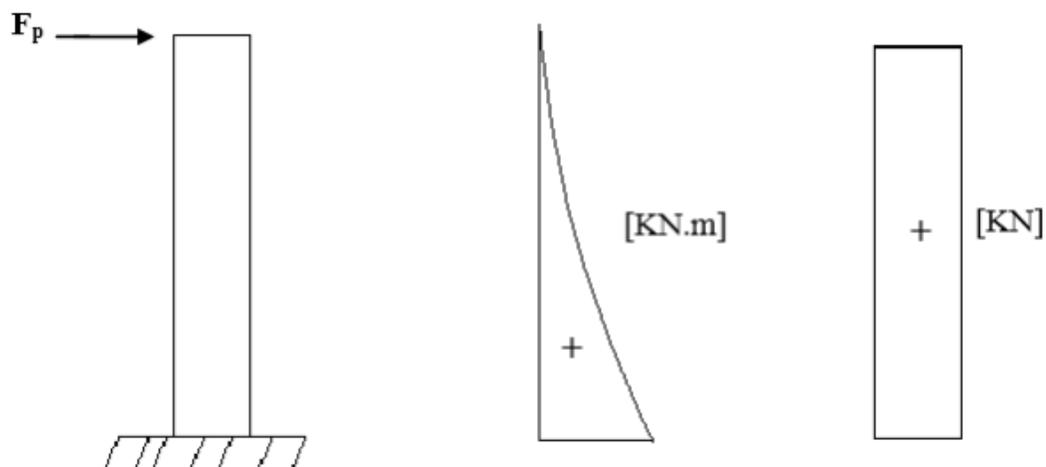


Fig.4.2. Diagrammes du moment fléchissant et effort normal

b. Sections des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100 x 10) Cm²

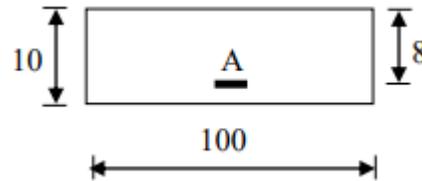


Fig.4.3. Section de calcul du ferrailage de l'acrotère

- Position du point d'application de l'effort normal :
- Etat limite ultime E.L.U :

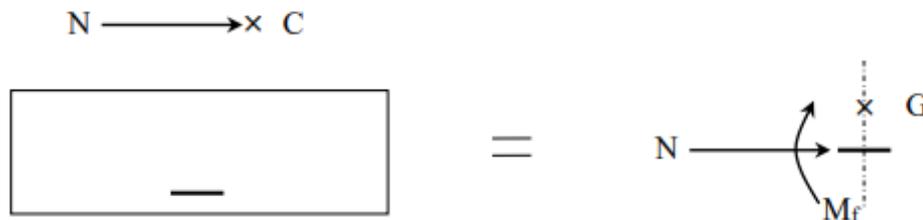
$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

$$\rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

→ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc, la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_U \cdot e = N_U \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248,06 \times \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 86,821 \text{ daN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**
- **Etat limite ultime E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868,21}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,010$$

$$\mu = 0,010 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow (\text{Acier FeE400}) \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,012.$$

$$\rightarrow \beta = 1 - 0,4 \alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868,21}{348 \times 0,995 \times 8} \rightarrow A_1 = 0,31 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

- **Sollicitation réelle (flexion compose):**

$$\begin{cases} A = A_1 - \frac{N_U}{100 \times \sigma_s} = 0,31 - \frac{2480,6}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

- **Calcul des armatures minimales (Condition de non fragilité) :BAEL91 (B5.3)**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armés 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

- Pourcentage de 0,25% de la section du béton.

$$A_{\min} = 0,25 \% \times S \rightarrow A_{\min} = 0,0025 \times (100 \times 10) = 2,5 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max (A_t; A_{\min}) = 2,5 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$e \leq \min [25 ; (2 \times 10\text{cm})] \text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} \rightarrow \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T8/ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

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

- **Etat Limite de service E.L.S :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est donc préjudiciable

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e_0 = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c \rightarrow \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

- 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).

4.1.3. Détermination des contraintes :

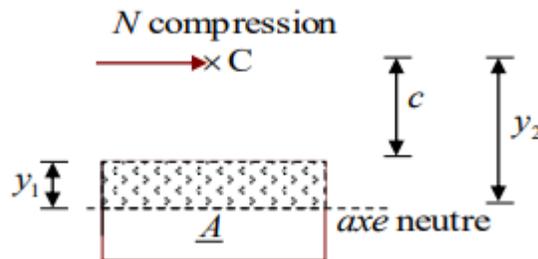


Fig.4.4. Position de contre pression

- C : Centre de pression (point d'application)
- c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre $\rightarrow y_2 = y_1 + c$
- N : est un effort de compression $\rightarrow y_2 > 0$
- C : se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$: sera considéré comme négatif.

▪ **Calcul des contraintes :**

$$p = -3 c^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d-c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \quad \rightarrow \quad c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24) \quad \rightarrow \quad p = -1614,82 \text{ N/mm}^2$$

$$q = -2 c^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026,11 \text{ N/mm}^2$$

A' : Armatures comprimées = 0

A : Armature tendue

- y_2 est la solution de l'équation :

$$\Leftrightarrow y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$\Leftrightarrow y_2^3 - 1614,82 y_2 + 24026,11 = 0$$

La solution de l'équation :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 = -46579385$$

$$\rightarrow \Delta < 0$$

$$\rightarrow \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026,11}{2 \times (-1614,82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614,82}} = -0,96 \quad \rightarrow \quad \varphi = 163,74^\circ$$

$$\rightarrow a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{-(-1614,82)}{3}} \quad \rightarrow \quad a = 46,40 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \begin{cases} y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_{22} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120^\circ\right) \\ y_{23} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240^\circ\right) \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} y_{21} = 26,89 \text{ cm} \\ y_{22} = -46,19 \text{ cm} \\ y_{23} = 19,30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_2 = \max (y_{21}, y_{22}, y_{23}) = 26,89\text{cm}$$

$$y_1 > 0 \rightarrow y_1 = y_2 + c = 2,89 < 10 \quad \text{Condition Vérifié}$$

$$\Leftrightarrow \text{D'où : } y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

▪ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{bxy_1^2}{2} - 15. A (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - (15 \times 3,93) \cdot (8 - 2,89) \rightarrow S = 116,37\text{Cm}^2$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \times 116,37} \rightarrow k = 0,16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,16 \times 2,89 \rightarrow \sigma_b = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (8 - 2,89) \rightarrow \sigma_s = 12,26 \text{ Mpa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :(A.4.5,33 p 30 BAEL 91 mod.99)

Avec :

$$\text{FeE400} \rightarrow \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

\(\Leftrightarrow\) Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

4.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement :BAEL91 (A.E.5.2).

$$T_U^{\max} = 1,5 F_P = 1,5 \times 88,2 = 132,30 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = \frac{T_U^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{(100 \times 8) \times 100} = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa (A/B.6.7, 2 BAEL 91)}$$

$$\tau_U = 0,017 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 1,25 \text{ Mpa} ; \text{ Il n'y a pas de reprise de bétonnage}$$

⇒ Les armatures transversales ne seront pas nécessaires

▪ Schéma de ferrailage :

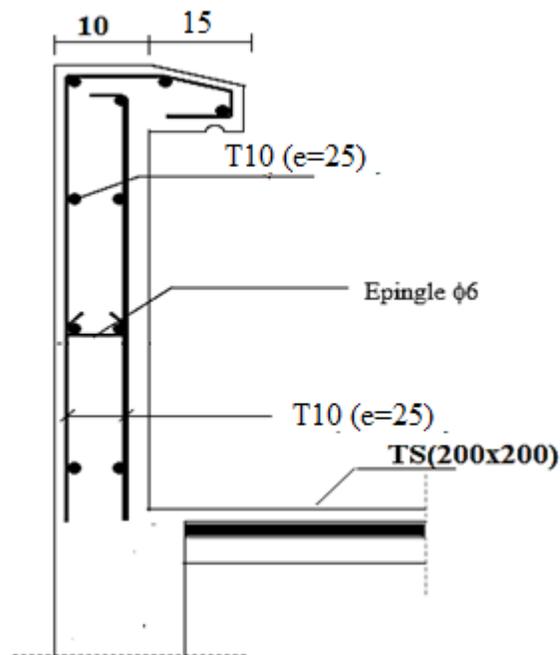


Fig.4.5. Ferrailage de l'acrotère.

4.2. Etude des balcons :

4.2.1. Introduction :

Dans notre ouvrage on a deux types de balcons :

- **Type1** :calculé comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une charge d'exploitation « Q »
- **Type2** :un séchoir qui ne se calcule pas

4.2.2. Type1 :

- **Balcon 1 :**

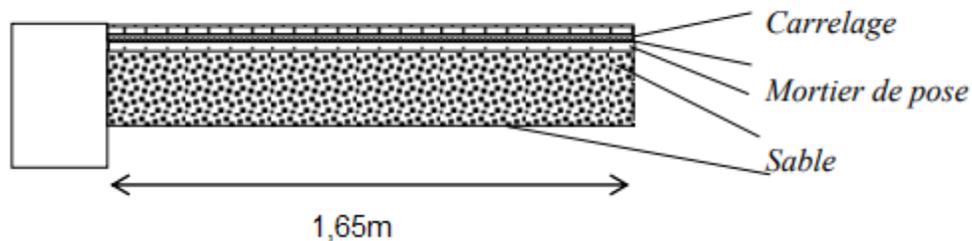


Fig.4.6. Coupe du balcon type 1 « Balcon 1 »

4.2.2.1. Descente de charge :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (daN/m ³)	G (daN/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de Pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalleen BA	15	2500	375
Enduitciment	1,5	1800	27
Charge permanente G = 522 daN/m ²			

Tab.4.2. Charge permanentes du balcon Type1

- Pour une bande de 1m de largeur :

$$G = G \times 1,00\text{m} = 522 \times 1,00 = 522 \text{ daN/ml}$$

▪ **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

On a :

- Epaisseur du mur : $e = 30\text{cm}$
- 90 daN/m^2 le poids surfacique du brique épaisseur 10 cm posée cote intérieur
- 130 daN/m^2 le poids surfacique brique épaisseur 15 cm posée cote extérieur
- 18 daN/m^3 le poids volumique enduit ciment

$$G_m = [90 + 130 + 2 \times (1,5 \times 18)] = 274 \text{ daN/m}^2$$

- On a 30% d'ouverture :

$$G_m = 274 \times 0,7 \quad \rightarrow \quad G_m = 191,8 \text{ daN/m}^2$$

- Hauteur du mur :

$$h = 3,06 - 0,45 \quad \rightarrow \quad h = 2,61\text{m}$$

- Charge due au poids de mur :

$$P = G_m \times h = 191,8 \times 2,61 \quad \rightarrow \quad P = 500,60 \text{ daN/ml}$$

▪ **Surcharge d'exploitation:**

- Balcon pour locaux à usage d'habitation : $Q_1 = 350 \text{ daN/m}^2$
- Pour une bande de 1m de longueur $\rightarrow Q = Q_1 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$
- Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries \rightarrow donc la fissuration est considérée comme peu préjudiciable $\rightarrow a = 1\text{cm}$. (partie d'une chambre)
- Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \leq \frac{15}{10} \leq 1,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prendra } \phi = 10\text{mm}$$

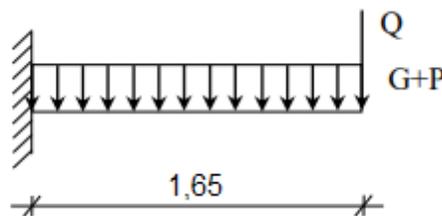


Fig.4.7. Schéma statique de balcon

- **Calcul de l'enrobage :**

$$\Rightarrow C = a + \frac{\phi}{2}$$

$$\Rightarrow C = (10 + \frac{10}{2}) = 15\text{mm}$$

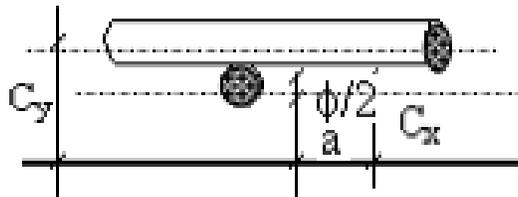


Fig.4.8. Enrobage du balcon

- **Les hauteurs utiles :**

$$d = h_d - C = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$

4.2.2.2. Moment fléchissant :

	Formule	Calculs	Résultats (daN.m)
E.L.U	$-[1,35G+1,5Q]\frac{l^2}{2} - 1,35 \cdot P \cdot l \cdot 1,00$	$-[1,35 \times 522 + 1,5 \times 350] \frac{1,65^2}{2} - 1,35 \times 500,60 \times 1,65$	-2789,01
E.L.S	$-[G+Q]\frac{l^2}{2} - P \cdot l \cdot 1,00$	$- [522+350] \frac{1,65^2}{2} - 500,60 \times 1,65$	-2013

4.2.2.3. Calcul du ferrailage :

$$M_U = -2789,01 \text{ daN.m}$$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{27890,1}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_{AB} = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \quad \rightarrow \quad A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,143$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \quad \rightarrow \quad \beta = 0,943$$

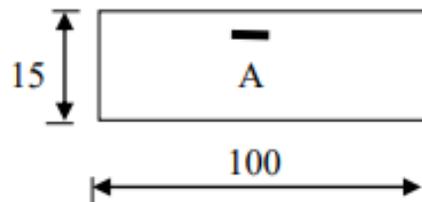


Fig.4.9. Section de Calcul

▪ Détermination des armatures :

$$A_U = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27890,1}{348 \times 0,943 \times 13,5} = 6,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : (B.7.4 BAEL91)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_U = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 6,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$6T12 \rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$(T12 \rightarrow e = 16,5\text{cm})$$

- **E.L.S :**

- $M_{ser} = -2013 \text{ daN.m}$

- Flexion Simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\rightarrow \alpha \leq? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{2789,01}{2013} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour « σ_s »

$$\rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenue}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T8 \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_U^{\max} = (1,35G + 1,5Q) \cdot l + 1,35 P$$

$$T_U^{\max} = [(1,35 \times 522) + (1,5 \times 350)] \times 1,65 + (1,35 \times 500,60)$$

$$T_U^{\max} = 2704,82 \text{ daN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U^{\max}}{b \times d} = \frac{27048,2}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,20 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa (Fissuration peu préjudiciable) (B.6.7, 2 BAEL 91).}$$

$$\tau_U = 0,20 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 1,25 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4.2.2.4. Vérification de la flèche :

• **Condition de la flèche : (B.7.5 BAEL 91)**

$$\triangleright \frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

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

• **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{165} > \frac{1}{20} \quad \rightarrow \quad 0,09 > 0,05 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6,3}{100 \times 13,5} = 0,0046 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Remarque : La longueur du balcon est grande, pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

4.2.2.5. Calcul du contre poids :

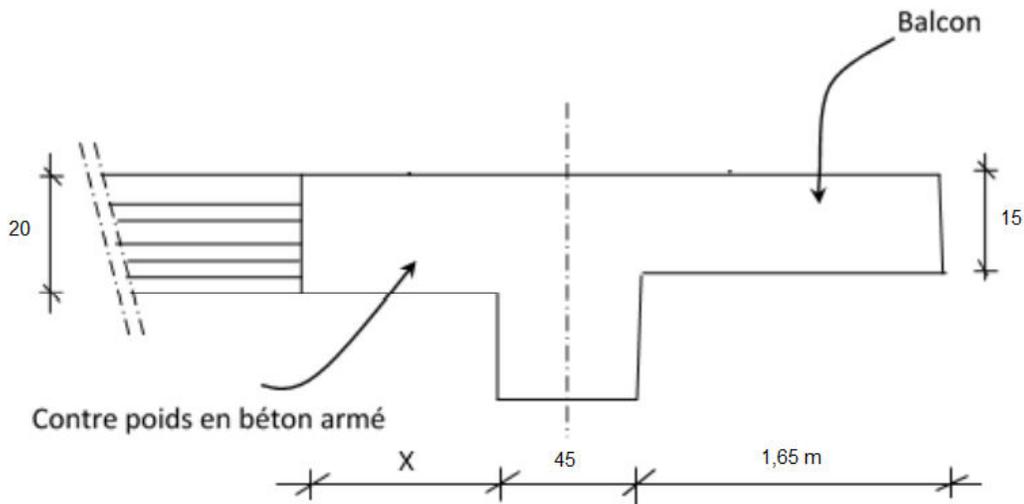


Fig.4.10. Schéma du « balcon 1 » avec contre poids

On doit avoir :

$$V_{\text{Sortant}} = V_{\text{Reentrant}}$$

$$1,65 \times 0,15 \times 1 = X \times 0,20 \times 1$$

Donc :

$$X = \frac{1,65 \times 0,15 \times 1}{0,20 \times 1} \quad \rightarrow \quad X = 1,25\text{m}$$

4.2.3. Balcon 2 :

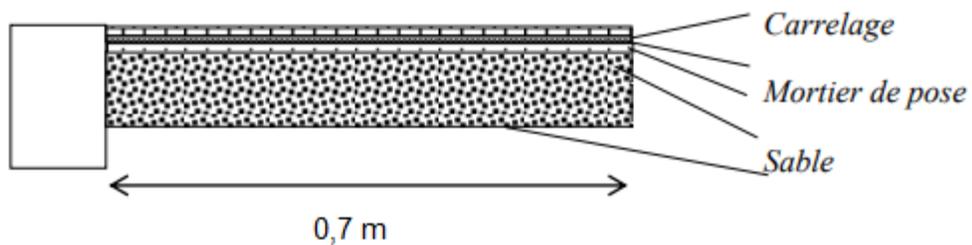


Fig.4.11. Coupe du balcon type 1 « Balcon 2 »

Pour ce balcon on gardera le même ferrailage que pour le balcon 1 mais on calculera le contre poids.

4.2.3.1 Calcul du contre poids du balcon 2 :

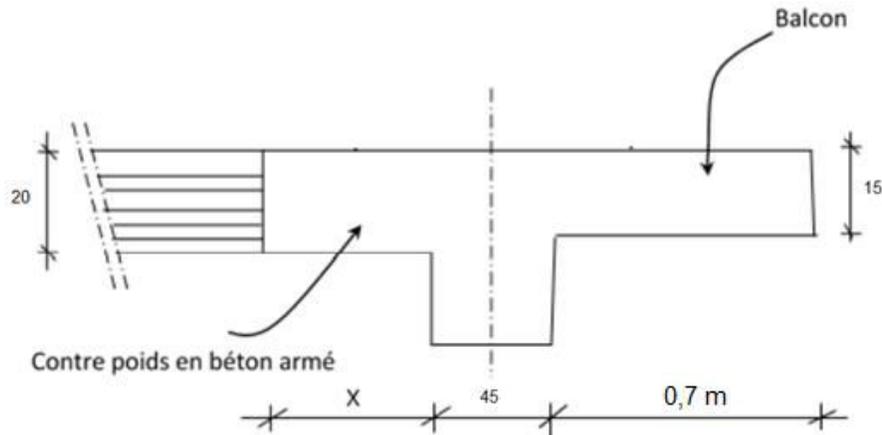


Fig.4.12. Schéma du « balcon 2 » avec contre poids

On doit avoir :

$$V_{\text{Sortant}} = V_{\text{Reentrant}}$$

$$0,7 \times 0,15 \times 1 = X \times 0,20 \times 1$$

Donc :

$$X = \frac{0,7 \times 0,15 \times 1}{0,20 \times 1} \rightarrow X = 0,55 \text{ m}$$

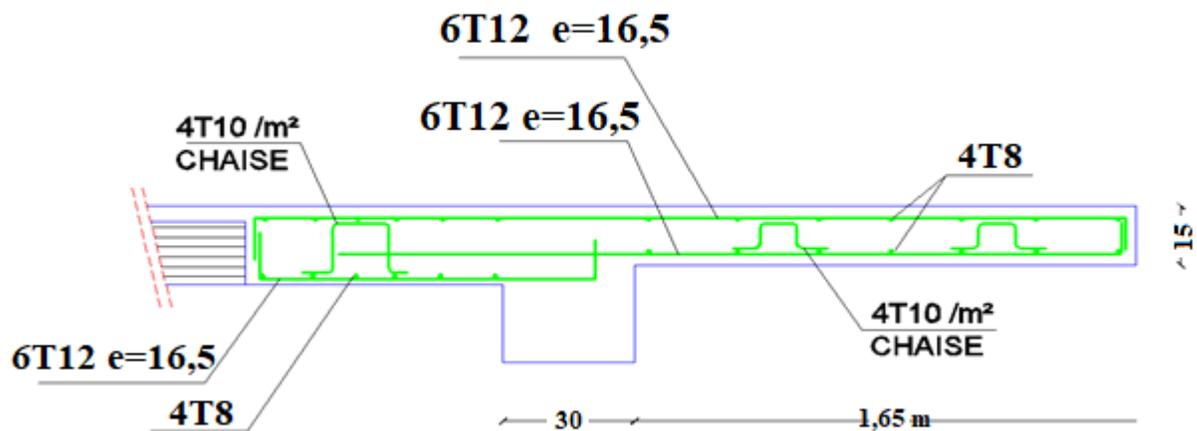


Fig.4.13. Schéma de ferrailage balcon

4.3. Escaliers :

4.3.1. Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble.

Les escaliers sont des éléments importants, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Les escaliers se composent de :

- ✓ Volée : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum).
- ✓ Palier de repos : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées.
- ✓ Palier d'arrivée : Plateforme ménagée de distance en distance et spécialement à chaque étage.
- ✓ Paillasse : dalle inclinée supportant les marches et contremarches d'un escalier et assurant la transmission des charges et surcharges.
- ✓ La marche c'est la surface plane horizontale sur laquelle on pose le pied
- ✓ Contre marche : La partie verticale d'une marche.
- ✓ Emmarchement : La longueur de la marche.

4.3.2. Pré-dimensionnement :

❖ **Type 1 : Escalier a marche porteuse, les marches sont mono encastéré dans une poutre brisée :**

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

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

$$\rightarrow g+2h = 64 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\rightarrow g = \frac{L}{n-1} \quad (3)$$

$$\rightarrow h = \frac{he}{n} \quad (4)$$

Avec :

⇒ **he** : la hauteur d'étage. (3,57 m)

⇒ **h** : la hauteur des contres marches.

⇒ **g** : giron (la largeur de la marche).

⇒ **L** : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$\rightarrow L=5.70\text{m.}$$

En remplaçant (3) et (4) dans (2) on obtient :

$$\frac{L}{n-1} + 2 * \frac{he}{n} = 64$$

Et puis: $64 n^2 - n (64 + L + 2he) + 2he = 0$

$$\text{Donc l'équation devient : } 64n^2 - 1348n - 1140 = 0$$

Ceci implique :

$$\Delta = B^2 - 4AC = 1348^2 + 4 \times 64 \times 1140 = 2108944$$

$$\sqrt{\Delta} = 1452$$

$$n = \frac{1348 + 1452}{2 \times 64} = 21$$

Donc on prend :

$$n = 21 \text{ (contre marches)}$$

$$n-1 = 20 \text{ (marches)}$$

$$h = \frac{he}{n} = \frac{357}{21} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{570}{20} = 30 \text{ cm}$$

1. Inclinaison de la paillasse:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

La Marche porteuse :

Calcul de h_{moy} :

$$h_{\text{moy}} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p1}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos 29,54} = 6,90 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2 \times 6,9 + 17}{2} = 15,4 \text{ cm}$$

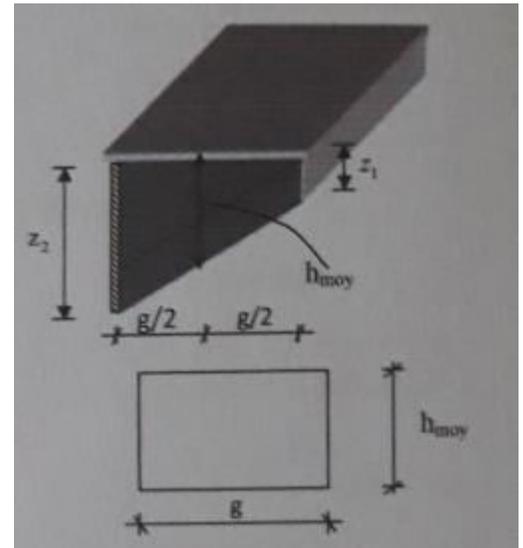


Fig.4.14. La marche

4.3.3. Descente de charges :

Désignation	P (daN/m ³)	e (m)	G (daN/m ²)
carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Revêtement vertical	$120 \times \frac{h}{g} = 120 \times \frac{17}{30}$		68
Poids propre de la marche	$2500 \times h_{\text{moy}} \times g$		115,5
Enduit en ciment	$18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha} \times g = 18 \times \frac{1,5}{\cos 29,54^\circ} \times 0,30$		9,31
$G = 312,81 \text{ daN/m}^2$			
$Q = 250 \text{ daN/m}^2$			

Tab.4.3 : Charges permanentes et surcharge de marche.

➤ **Combinaisons fondamentales :**

$$G = 3,13 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,98 \text{ KN/ml}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 5,63 \text{ KN/ml}$$

4.3.4. Calcul de ferrillage :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q^u = 7,98 \text{ kN/m}_L$$

$$M_u = -\frac{q^u L^2}{2} = -\frac{7,98 \times 1,2^2}{2} = -5,75 \text{ kN.m}$$

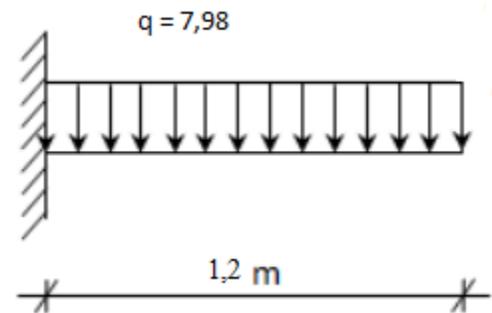


Fig.4.15. Schéma statique de la marche porteuse

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

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5750}{14,17 \times 30 \times 13,8^2} = 0,075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,098$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,961$$

$$A_t^u = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5750}{348 \times 0,961 \times 13,8} = 1,28 \text{ cm}^2$$

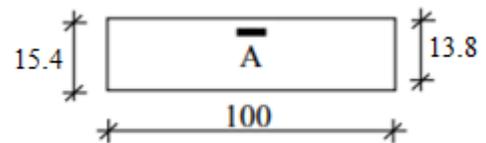


Fig.4.16. Section de calcul.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 30 \times 15,4 = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T10 → $A = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$q^s = 5,63 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q^s L^2}{2} = -\frac{5,63 \times 1,2^2}{2} = -4,05 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\text{ser}} = -405 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A_{a}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{575}{405} = 1,42$$

$$\alpha \leq \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 > \alpha = 0,098 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
 - Aucune vérification pour σ
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = q^u \cdot L = 798 \times 1,2 = 957,6 \text{ daN}$$

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

$$T^u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9d = 0,9 \times 13,4 = 12,06 \text{ cm}$$

$$T^u = 9576 \text{ N} < 0,267 \times 12,06 \times 30 \times 25 \times 100 = 241501,5 \text{ N}$$

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

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

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_L = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(957,6 - \frac{5750}{0,9 \times 13,4} \right) 10^{-2} = 0,014 \text{ cm}^2$$

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

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

On a :

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{9576}{30 \cdot 13,4 \cdot 100} = 0,24 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

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

d. Section des armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{lmin} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{15,4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0,44 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\rightarrow A_t = 2 \Phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$.

e. Espacement des armatures transversales :

$$\delta_{t1} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 12,06 \text{ cm};$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b \cdot \sin \alpha} = 10,97 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{A_t - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

On adopte : $\delta_t = 10 \text{ cm}$.

➤ Dessin de ferrailage :

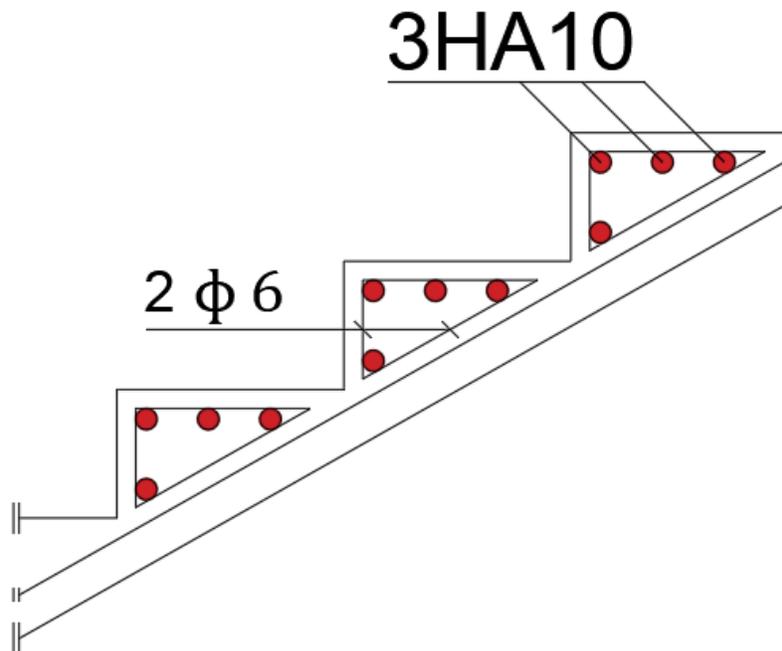


Fig.4.17. Ferrailage de la marche porteuse.

4.3.5. Étude de La poutre brisée :

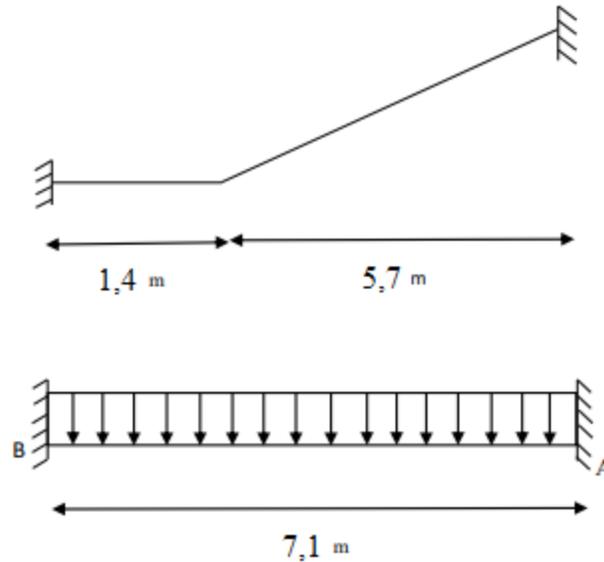


Fig.4.18. Schéma statique de la poutre brisée.

4.3.5.1. Prédimensionnement de la poutre brisée :

→ Critère de la flèche d'après le **BAEL 91** :

	h [cm]	b [cm]	Section adoptée [cm ²]
Formule	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$	$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t$	50x30
Valeur	50	30	

Tab.4.4. Dimension de la section de la poutre brisée

→ Vérification selon le **RPA99, V2003** :

$b \geq 20$ cm	$h \geq 30$ cm	$\frac{h}{b} \leq 4$	Conclusion
✓	✓	✓	Condition vérifiée

4.3.5.2. Calcul des sollicitations :

Evaluation des charges :

$$q_{eq} = 1,35 (g_{march} + g_{mur} + g_p) + 1,5 q$$

⇒ g_p et g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement.

⇒ g_{march} : poids propre des marches.

⇒ q : charge d'exploitation sur les marches.

$$g_p = 2500 \times 0,3 \times 0,5 = 375 \text{ daN/ml}$$

$$g_{mur} = 100 \times \frac{h}{2} = 100 \times \frac{3,57}{2} = 178,5 \text{ daN/ml}$$

$$g_{march} = 115,5 \text{ daN/ml}$$

$$g_{march} = 22,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq}^u = 4165,13 \text{ daN/ml}$$

$$q_{eq}^s = 3057,5 \text{ daN/ml}$$

A. En appuis :

$$M_a^u = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{12} = -17497,02 \text{ daN.m}$$

✓ Etat limite ultime (ELU)

$$M_a^u = -17497,02 \text{ daN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{174970,2}{14,17 \times 30 \times 45^2} = 0,203$$

$$\mu = 0,203 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN' existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,287$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,885$$

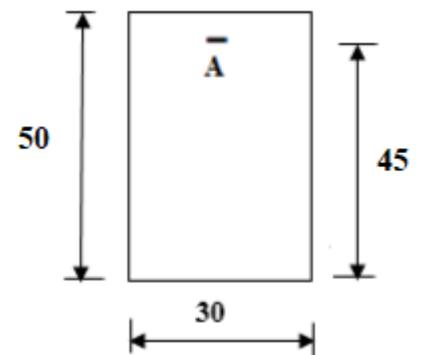


Fig4.19. Section de calcul.

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{174970,2}{348 \times 0,885 \times 45} = 12,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 12,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3\text{T}12 + 5\text{T}16 \longrightarrow A = 13,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -12844,05 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A \neq \text{ } \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{17497,02}{12844,05} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,043 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

B. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{24} = 8748,51 \text{ daN.m}$$

$$M_t^u = 8748,51 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{87485,1}{14,17 \times 30 \times 45^2} = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,135$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{87485,1}{348 \times 0,946 \times 45} = 5,91 \text{ cm}^2$$

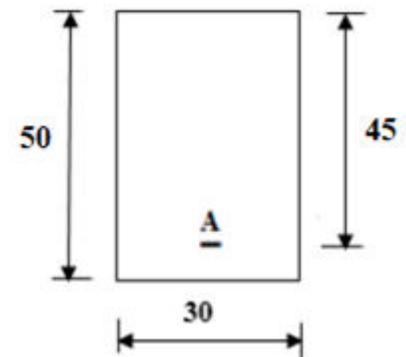


Fig4.20. Section de calcul.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 5,91 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6 \text{ T12} \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 6422,02 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \hat{A}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \hat{A} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{87485,1}{64220,2} = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 > \alpha = 0,137 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

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

[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{96968,3}{30 \times 45 \times 100} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

- **Diamètre des armatures transversales :** [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➔ (1 cadre + 1 étrier).

- L'espacement des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/

A.5.1.2.3] :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 2,01 \times 235}{30 \times (0,72 - 0,3 \times 2,1)} = 139,96 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(40,5 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003)

- **Zone nodale**

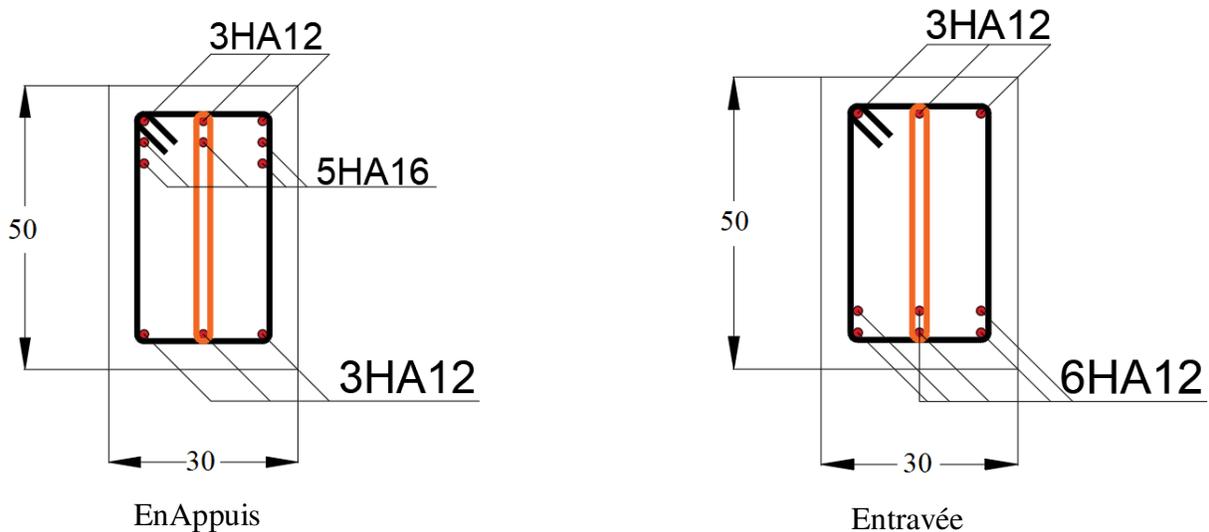
$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

➤ Schéma de ferrailage :



5.1. Introduction

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à Oran qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structure pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

5.2. Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, on utilise alors un logiciel préétabli, Avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ROBOT structural.

5.2.1. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers WP est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le tableau **(4.5 RPA99 version 2003)** avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

5.2.2. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT structural qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

➤ **Présentation du logiciel :**

« Autodesk ROBOT » est un logiciel de calcul, d'analyse et la modélisation en 3D.

C'est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures, il offre une interface utilisable intuitive, puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction et simplifie 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.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes σ ...).

➤ **Etape de modélisation :**

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (effet p-delta ; options d'analyse modale)
- Définir le spectre de réponse (selon la norme) qui va être utilisé pour l'analyse spectrale.
- Exécuter l'analyse et afficher les résultats (modale et spectrale).
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).

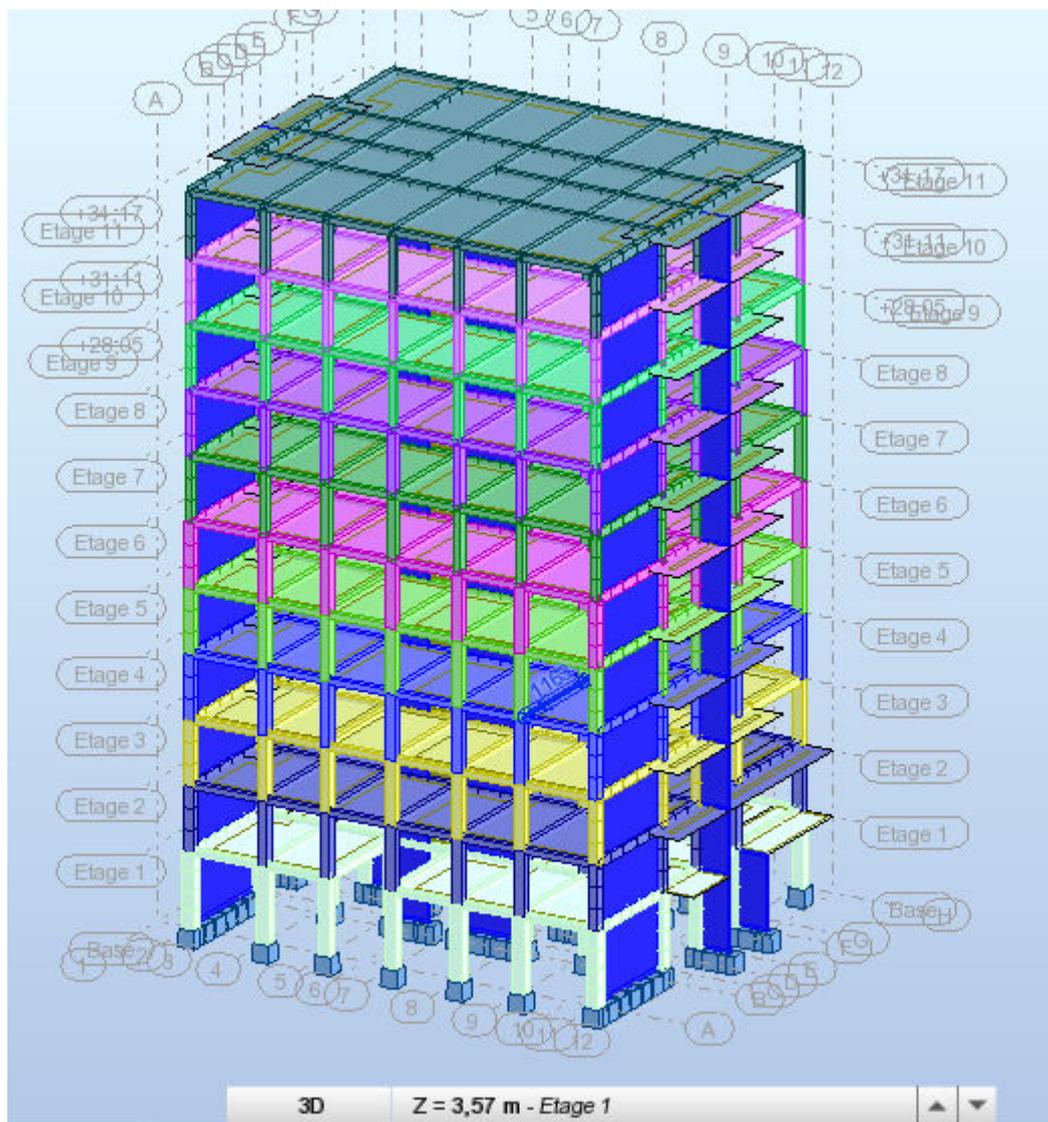


Fig.5.1. Modélisations en 3D par ROBOT structural.

➤ **Détermination des charges :**

Pour notre structure, 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 secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

• **Charge 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).

➤ **Déterminations des combinaisons**

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $G + 0,2Q$

5.3. 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.

5.3.1. La Méthode statique équivalente :

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 donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure.

➤ **Condition d'application : (RPA 99 (version 2003) /4.1.2)**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : (RPA99 (version 2003) /3.5.1. a)**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;
3. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
4. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : (RPA99 (version2003) /3.5.1. b)**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

⇒ Zone I : Tous groupe.

⇒ Zone IIa : Groupe d'usage 3.

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

⇒ Zone IIb et III

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

5.3.2. Les méthodes dynamiques :

V.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Dans notre cas, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de la régularité en plan ne sont vérifiées.

➤ 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.

➤ Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être 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 niveau au-dessus du sol (N=9)

$K \geq 3\sqrt{9} \longrightarrow K \geq 9$ modes.

➤ Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 (version 2003) /4.3.6)

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**
(RPA99/4.2.3)

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

• **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par (**Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

<ul style="list-style-type: none"> - Zone sismique : IIa (wilaya d'Oran). - Groupe d'usage : 2(Ouvrage courants ou d'importance moyenne). 	}	➔ $A = 0.15$
---	---	--------------

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \dots ((4.2) \text{ RPA99 version 2003}) \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

$$T_2 = 0,50$$

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 RPA99 version 2003**)

Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Site très meuble (S_4) $\Rightarrow T_2 = 0.70s$ (**Tableau 4.7 RPA99 version 2003**)

5.4. Calcul de la résultante des forces :

- Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 34,17 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 23,80 \text{ m}, D_y = 18 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T' = 0.05 \times (34,17)^{3/4} \Rightarrow T = 0,71 \text{ s}$$

$$T'_x = 0.09 \frac{34,17}{\sqrt{18}} = 0,72 \text{ s}$$

$$T'_y = 0.09 \frac{34,17}{\sqrt{23,80}} = 0,63 \text{ s}$$

$$T_x = \min (0,68 ; 0,72) = 0,68 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,68 ; 0,63) = 0,63 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,882 (0,5/0,68)^{2/3} = 1,80$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,882 (0,5/0,60)^{2/3} = 1,95$$

- Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$ [RPA99 (version2003) /tableau 4.3]

- Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots (4.4) \text{ (RPA 99/version 2003)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

-Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
Totale	0,25	0,25

Tab.5.1. Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$$Q = 1 + 0,25 = 1,25$$

- Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \dots \dots \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

- ⇒ W_i : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;
- ⇒ 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*).

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**) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{RPA 99 version 2003/formule 4.13}$$

Avec :

- S_a/g : Accélération spectrale
- g : accélération de la pesanteur, ($g = 8,91 \text{ N}$)
- T : Période fondamentale de la structure

Représentation graphique du spectre de réponse :

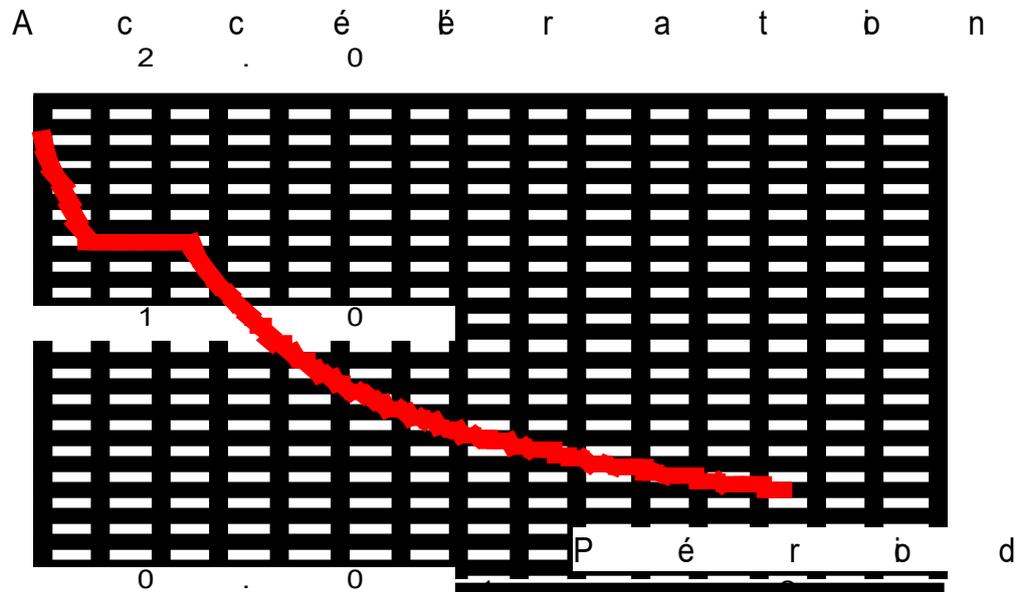


Fig.5.2. Spectre de réponse.

Etude des variantes :

- Etude du premiers modèle :

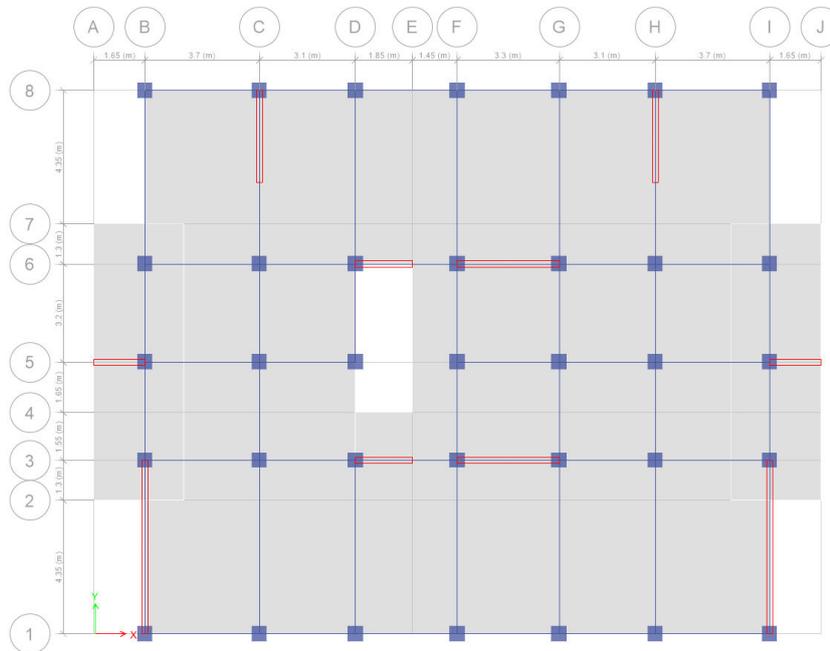


Fig.5.3. Disposition des voiles du 1^{er} modèle

- Caractéristiques dynamique propres du 1^{er} modèle :

Mode	Période (s)	Masse modale U _x (%)	Masse Modale U _y	Nature	Masses Cumulées U _x (%)	Masse Cumulées U _y (%)
1	0,93	68,05	0,00	Trans X	68,05	0,00
2	0,72	0,00	65,82	Trans Y	68,05	65,82
3	0,65	0,00	0,02	Torsion	68,05	65,84
4	0,26	15,37	0,00	/	83,42	65,84
5	0,19	0,00	18,52	/	83,42	84,36
6	0,16	0,00	0,00	/	83,42	84,37
7	0,12	6,49	0,00	/	89,91	84,37
8	0,08	0,00	7,11	/	89,91	91,48
9	0,08	2,37	0,00	/	92,64	91,48
10	0,08	0,00	0,00	/	92,64	91,48
11	0,07	0,00	0,00	/	92,64	91,48

Tab.5.2. Période et facteurs de participation massique du 1^{er} modèle

- **Constations :**

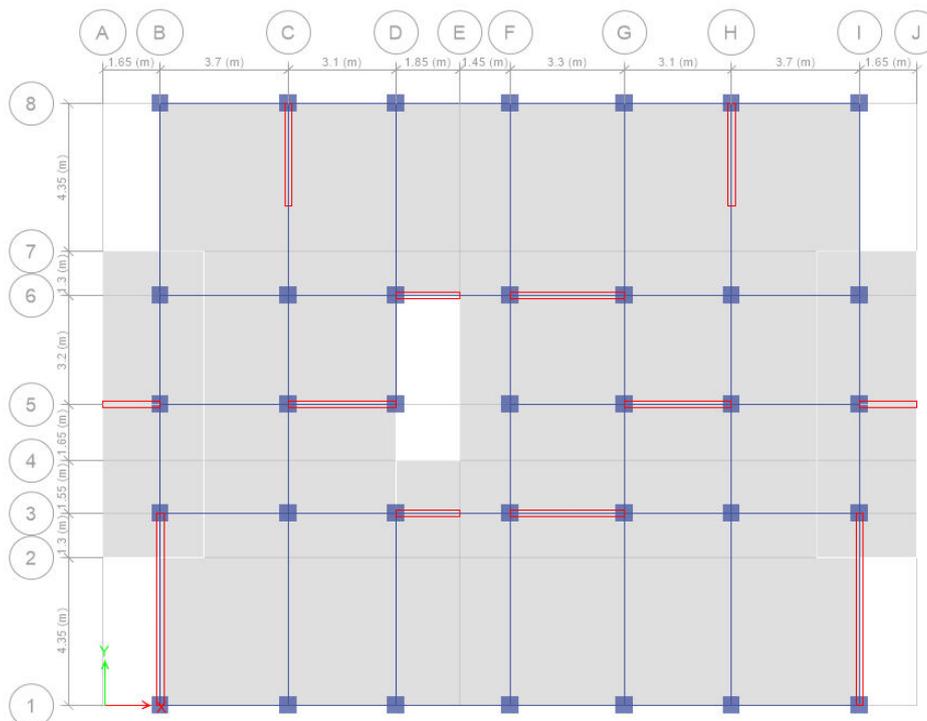
- Une période fondamentale : $T = 0,93$
- La participation massique dépasse le seuil des 90%
- Le 1^{er} mode est de translation parallèlement à X-X
- Le 2^{eme} mode est de translation parallèlement à Y-Y
- Le 3^{eme} mode est un mode de torsion

- **Vérification de la période : (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4)**

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,93\text{s} > 1,3 \times T_{\text{statique}} = 1,3 \times 0,71 = 0,92\text{s} \quad \rightarrow \quad \text{Condition non Vérifiée.}$$

- **Etude du deuxième modèle :**

**Fig.5.4.** Disposition des voiles du 2^{eme} modèle

- Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle :

Mode	Période (s)	Masse modale U _x (%)	Masse Modale U _y	Nature	Masses Cumulées U _x (%)	Masse Cumulées U _y (%)
1	0,80	67,60	0,00	Trans X	67,60	0,00
2	0,72	0,00	65,92	Trans Y	67,60	65,92
3	0,65	0,04	0,01	Torsion	67,64	65,93
4	0,22	15,57	0,00	/	83,21	65,93
5	0,19	0,00	18,40	/	83,21	84,34
6	0,17	0,00	0,00	/	83,21	84,34
7	0,10	6,60	0,00	/	89,82	84,34
8	0,08	0,00	7,08	/	89,82	91,42
9	0,08	0,008	0,00	/	89,90	91,43
10	0,07	0,00	0,00	/	89,90	91,43
11	0,07	1,32	0,00	/	91,22	91,43

Tab.5.3. Période et facteurs de participation massique du 2^{ème} modèle

- **Constations :**

- Une période fondamentale : $T = 0,80$
- La participation massique dépasse le seuil des 90%
- Le 1^{er} mode est de translation parallèlement à X-X
- Le 2^{ème} mode est de translation parallèlement à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion

- **Vérification de la période : (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4)**

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,80\text{s} < 1,3 \times T_{\text{statique}} = 1,3 \times 0,71 = 0,92\text{s} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- La résultante des forces sismiques

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT structural, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$\rightarrow W = 42127,17 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 1,80 \times 1,25}{4} \times 42127,17 = 3554,22 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 0,8 V_x = 2843,38 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,95 \times 1,25}{4} \times 42127,17 = 3850,69 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 0,8 V_y = 3080,55 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel Robot structural analysis professionnel 2014 on a :

- Sens X-X :

$$V_d = 3024,78 \text{ KN} > 80\% V_S \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

$$V_d = 3406,12 \text{ KN} > 80\% V_S \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul et vérification des déplacements :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (dans le sens y-y, Δ_K^y)

δ_K : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par Robot structural

Déplacement relatif admissible (toléré) : $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

D'où : h_k représente la hauteur de l'étage.

Vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant

Niveau	h_k [cm]	δ_k [cm]		Δ_k [cm]		Vérification
		Sens-x	Sens y	Sens x	Sens-y	
9 ^{eme}	306	8,3	7,5	0,7	0,8	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
8 ^{eme}	306	7,5	6,7	0,8	0,8	< $\Delta_{radm}=3,0$ cm
7 ^{eme}	306	6,7	5,9	0,9	0,8	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
6 ^{eme}	306	5,9	5,0	0,9	0,8	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
5 ^{eme}	306	5,0	4,2	0,9	0,8	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
4 ^{eme}	306	4,1	3,4	0,9	0,8	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
3 ^{eme}	306	3,1	2,6	0,9	0,7	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
2 ^{eme}	306	2,3	1,8	0,8	0,7	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
1 ^{er}	306	1,4	1,2	0,7	0,6	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
Mizzanine	306	0,7	0,6	0,5	0,4	< $\Delta_{radm}=3,06$ cm
RDC	357	0,2	0,2	0,2	0,2	< $\Delta_{radm}=3,57$ cm

Tab.5.4. Déplacements relatifs de tous les niveaux.

5.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ver 2003/art 5.9)

Les effets du second 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 (obtenu par ETABS 17).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \rightarrow F_i = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

- ⇒ 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) :

$$F_T = 0.07 T \cdot V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \quad T_x = 0,80 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{xt} = 199,04$$

$$T_y = 0,72 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{yt} = 194,08$$

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 au moyen 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.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Étage	h_k [cm]	P_k [kN]	V_{Kx} [kN]	V_{Ky} [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
9 ^{eme}	306	4506,51	615,10	637,82	0,7	0,8	0,0168	0,0185	✓
8 ^{eme}	306	9223,04	1114,96	1179,22	0,8	0,8	0,0216	0,0204	✓
7 ^{eme}	306	13939,6	1506,61	1605,5	0,9	0,8	0,0272	0,0227	✓
6 ^{eme}	306	18733,5	1840,23	1947,98	0,9	0,8	0,0299	0,0251	✓
5 ^{eme}	306	23565,3	2133,53	2234,36	0,9	0,8	0,0325	0,0276	✓
4 ^{eme}	306	28587,6	2392,46	2493,9	0,9	0,8	0,0351	0,0300	✓
3 ^{eme}	306	33703,1	2613,07	2729,78	0,9	0,7	0,0379	0,0282	✓
2 ^{eme}	306	38818,7	2796,9	2928,59	0,8	0,7	0,0363	0,0303	✓
1 ^{er}	306	43934,2	2942,68	3076,65	0,7	0,6	0,0342	0,0280	✓
Mizzanine	306	49042,8	3037,01	3165,54	0,5	0,4	0,0264	0,0203	✓
RDC	357	55284,8	3076,72	3202,61	0,2	0,2	0,0101	0,0097	✓

Tab.5.5. Vérification de l'effort P.

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.

5.6. 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 ver 2003**).

6.1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux « Poteaux » et des éléments horizontaux « Poutres ».

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

6.2. Définitions :

• 6.2.1. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicitées 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.

• 6.2.2. Poutres :

Ce sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

6.3. Ferrailage des portiques :

6.3.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- ✓ G : Charges permanentes.
- ✓ Q : Surcharges d'exploitations.
- ✓ E : Efforts sismiques.
- Les combinaisons prises en compte sont :

BAEL91		RPA99V2003	
E.L.U	1,35G + 1,5 Q	Poteaux	$0,8G \pm E$ $G + Q \pm 1,2E$
E.L.S	G + Q	Poutres	$0,8 G \pm E$ $G + P \pm E$

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	γ_s	f_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tab.6.1. Tableaux Récapitulatif de calcul des contraintes

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « Robot »

6.3.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales → (30x45) cm²
- Poutres secondaires → (30x30) cm²

6.3.2.1. Ferrailage règlementaire :

- Recommandations du **RPA99/V2003** :
 - Armatures longitudinales : **(A.7.5.2)** :
 - Armatures minimales : 0,5% x B en zone II_a.
 - Armatures maximales $\begin{cases} 4 \% \times B \text{ en zone courante} \\ 6 \% \times B \text{ en zone recouvrement} \end{cases}$
 - Longueur de recouvrement est de 40 x ϕ en Zone II_a (**RPA99/V2003**)

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 : l'espacement des armatures transversales

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{2} ; 12 \times \phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

- Règlement **BAEL.91** :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \rightarrow \text{Pour les armatures tendues}$$

6.3.2.2. Les sollicitations des poutres :

A l'aide d'un fichier, des résultats donnés par le logiciel « Robot », on obtient les résultats suivants :

- **Poutre Principales : PP (30x45)**

	En Travée M_t (KN.m)	En Appuis M_a (KN.m)
E.L.U	72,80	-126,49
E.L.S	53,09	-89,76
Situation accidentelle	62,12	-163,22

Tab.6.2. Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la poutre principale.

- **Poutre Secondaire : PS (30x30)**

	En Travée M_t (KN.m)	En Appuis M_a (KN.m)
E.L.U	22,86	-26,14
E.L.S	16,59	-19,02
Situation accidentelle	70,47	-132,95

Tab.6.3. Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la poutre secondaire.

- **Efforts tranchants :**

	Effort Tranchant. T (KN)
PP (30x45)	138,54
PS (30x30)	51,56

Tab.6.4. Tableau récapitulatif des efforts tranchants.

6.3.2.3. Exemple de calcul :

➤ Exemple de calcul pour la poutre principale de section (30x45)

• Armatures longitudinales :

✓ Condition imposée par le **RPA99V2003** :

$$\text{Poutre Principale : } A'_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

✓ Condition imposée par le **CBA.93** :

$$\text{Poutre Principale : } A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 45 = 1,47 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage de la poutre :

1- En Travée :

▪ **E.L.U** : $M_t^u = 72,80 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times x \times d} = \frac{72,80 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,104$$

$\mu = 0,104 < \mu = 0,392$ (Acier FeE400) $\rightarrow A'$ n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

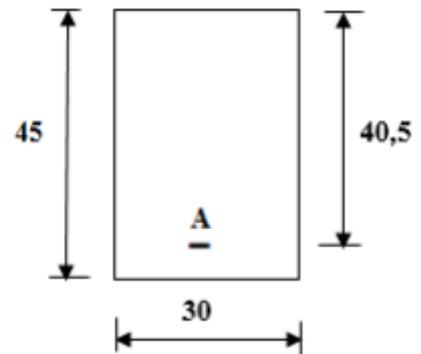


Fig.6.1. Section de calcul en travée

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,138$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

▪ **Détermination des armatures** :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times x \times d} = \frac{72,80 \times 10^3}{348 \times 0,945 \times 40,5} = 5,47 \text{ cm}^2.$$

- **E.L.S :** $M_t^S = 53,09 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$?
- Acier FeE400

Avec :

- $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{72,80}{53,09} = 1,37$
- $\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,138 \rightarrow$ Condition vérifié

- **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- \rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

- **Situation accidentelle :** $M_t^{acc} = 62,12 \text{ KN.m}$

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

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{62,12 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,068$$

$$\mu = 0,09 < \mu = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,088$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,965$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{62,12 \times 10^3}{400 \times 0,965 \times 40,5} = 3,97 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$4T14 \longrightarrow 6,16 \text{ cm}^2 \text{ (armatures supérieurs)}$$

2- En Appuis :

- **E.L.U :** $M_a^u = -126,49 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{126,49 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,181$$

$$\mu = 0,181 < \mu = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,252$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,899$$

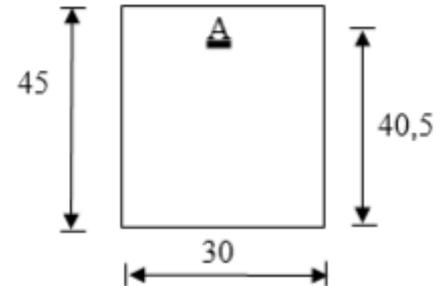


Fig.6.2. Section de calcul en appuis

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_{sx} \beta x d} = \frac{126,49 \times 10^3}{14,17 \times 0,899 \times 40,5} = 9,98 \text{ Cm}^2$$

- **E.L.S:** $M_a^s = -89,76 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Avec :

- $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{126,49}{89,76} = 1,41$

$$\frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > \alpha = 0,181 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- $$\left. \begin{array}{l} \rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues} \end{array} \right\}$$

- **Situation accidentelle :** $M_a^{acc} = -163,22 \text{ KN.m}$

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

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{163,22 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,179$$

$\mu = 0,179 < \mu = 0,392$ (Acier FeE400) $\rightarrow A' n$ existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,248$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,900$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \beta \alpha d} = \frac{163,22 \times 10^3}{400 \times 0,900 \times 40,5} = 11,2 \text{ Cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8 \text{ T14} \longrightarrow 12,32 \text{ cm}^2$$

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

$$T_U^{\max} = 138,54 \text{ KN}$$

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

$$T_U \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

- $a = 0,9 \text{ d} = 0,9 \times 40,5 = 36,45 \text{ Cm}$

- $T_u = 138540 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25$

Donc, pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

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

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_l = 10,78 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(138540 + \frac{72800}{0,9 \times 40,5} \right) \times 10^{-2} = 4,04 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

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

$$\tau_u = \frac{T_U^{\max}}{b \times d} = \frac{138,54 \times 10^3}{30 \times 40,5 \times 100} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$\tau_u = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4 \right) = 1,29 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ Cm}^2$ (2 Cadres)

- **L'espacement des armatures transversales :**

Selon (BAEL.91) :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_{u-0,3} f_{tj} \cdot K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \rightarrow \quad K = 1 \text{ (Flexion Simple)}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 f_e}{b_0 (\tau_{u-0,3} f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 (1,14 - 0,3 \times 2,1)} = 6,42 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 40,5 ; 40) \rightarrow \delta_{t2} \leq 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon (R.P.A.99version2003) :

• Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1,4 \right) \rightarrow \delta_{t4} = 11,25 \text{ cm}$$

• Zone Courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \rightarrow \delta_{t5} = 22,5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\delta_t = 11,25 \text{ cm en Zone nodale}$$

$$\delta_t = 22,5 \text{ cm en zone courante}$$

- **Vérification des armatures transversales :**

• Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 11,25 \times 30 = 1,01 \text{ cm}^2$$

• Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 22,5 \times 30 = 2,03 \text{ cm}^2$$

$$L_{r1} = 40 \phi_{L \max} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Remarque :

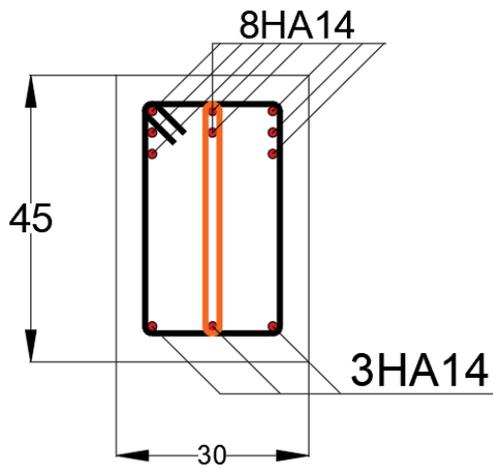
Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Type de poutre		A_{\min} (Cm ²)		A_{cal} (Cm ²)	Barres Choisis	A_{cor} (Cm ²)	Longueur de recouvrement
		BAEL91	RPA99V2003				
P.P (30x45)	Travée	1,47	6,75	5,5	4 T14	6,16	56
	Appuis	1,47	6,75	11,2	8 T14	12,32	56
P.S (30x30)	Travée	1,30	6,00	8,2	6 T14	9,24	56
	Appuis	1,30	6,00	14,8	8 T16	16,08	64

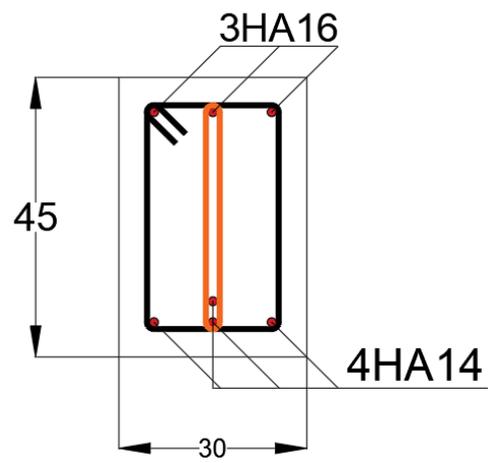
Tab.6.5. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.

• **Schéma de ferrailage des poutres :**

- **Poutre principale :**

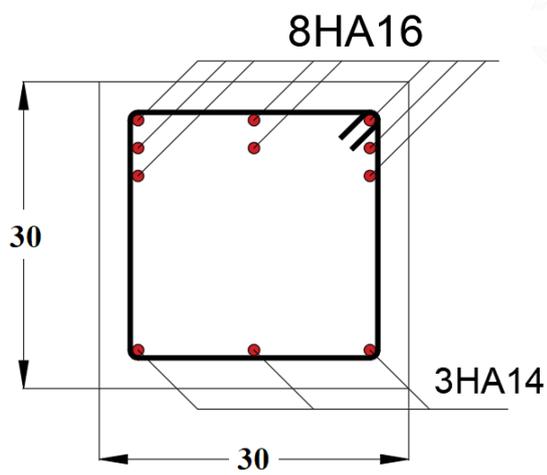


En Appuis

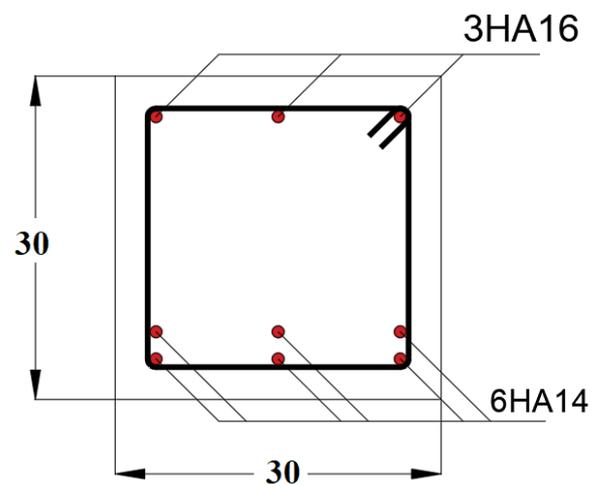


En travée

- **Poutre secondaire :**



En Appuis



En travée

6.3.3. Ferrailage des poteaux :

➤ Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers poutres par point d'appui isolés.

➤ Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température ;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

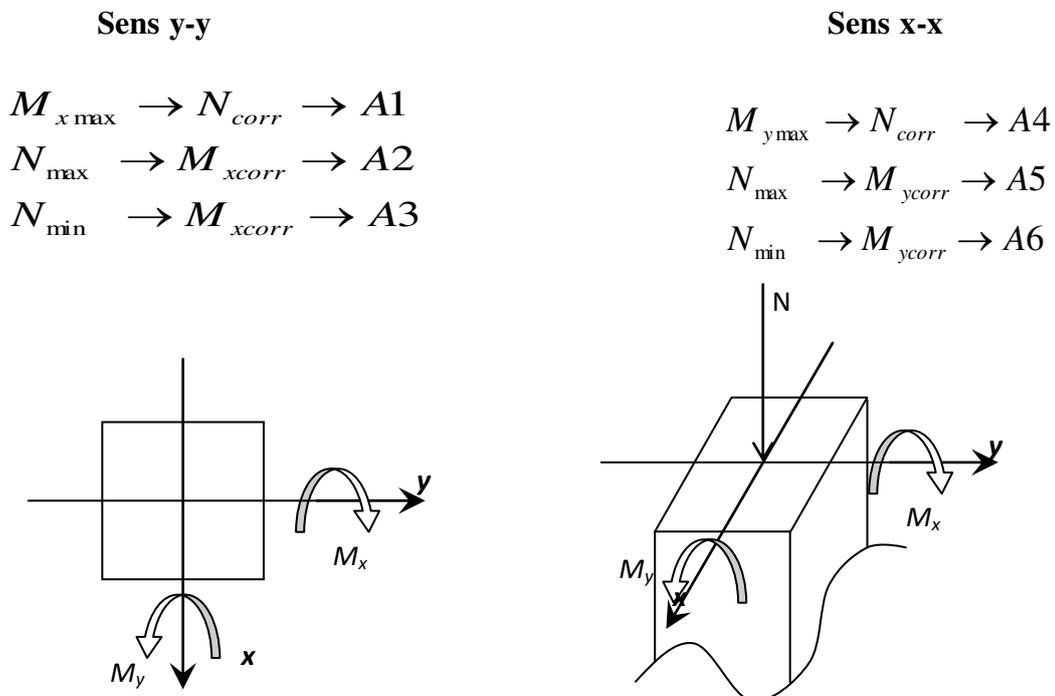


Fig.6.3. Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel Robot structural sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) et (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

➤ **Le ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

a) Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

➤ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- 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 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

- ⇒ h: Hauteur de la poutre;
- ⇒ b et a : Section d'un poteau;
- ⇒ h_e: Hauteur libre entre deux étages.

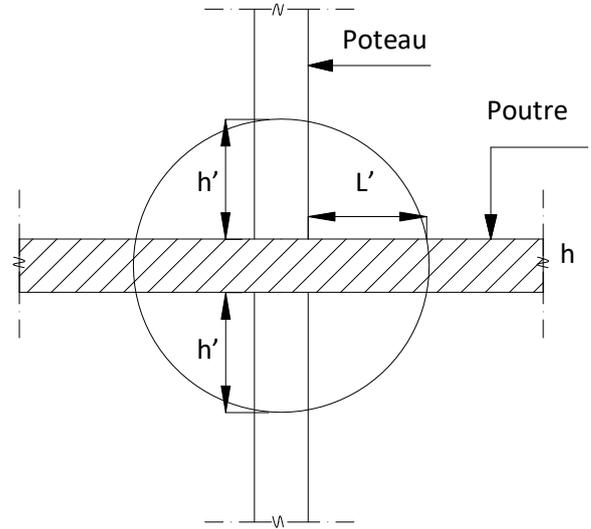


Figure 6.4. La zone nodale.

➤ **Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_l \leq 5\% B \end{array} \right. \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec :

B : Section totale du poteau.

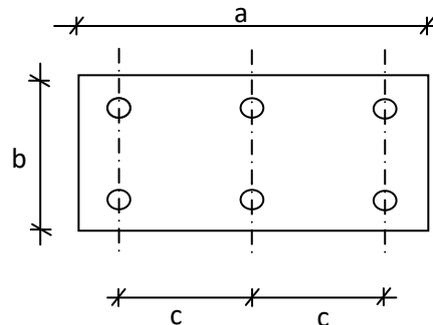
$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \text{ Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :

b : la petite côté du rectangle.



b) Les armatures transversales :

➤ Conditions de RPA99 version 2003

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

- ⇒ T_u : Effort tranchant ;
- ⇒ a : Hauteur totale de la section brute;
- ⇒ f_e : Limite élastique des armatures transversales et
- ⇒ ρ_a : Coefficient dépend de l'élanement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Zone nodale : $\delta_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm})$ (Zone II-a).

Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

➤ Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\varphi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

φ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

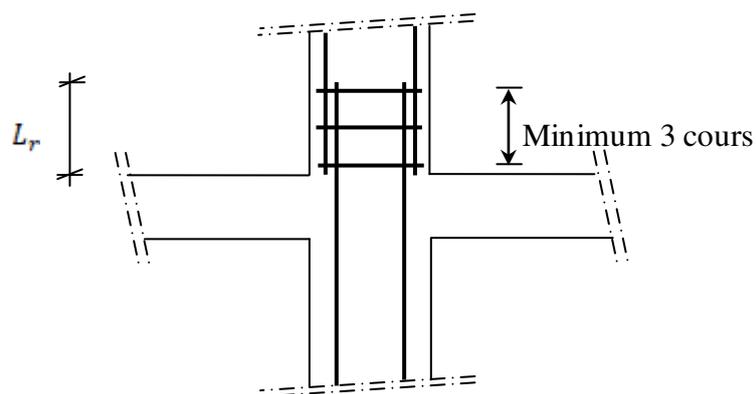


Fig.6.5. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Sollicitations de calcul :

Combinaisons		Les efforts	Poteau (55*55)	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (35*35)	Poteau (30*30)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N_{max} [KN]	1577,50	1478,26	1086,32	638,56	371,25
		$M_{x\text{cor}}$ [KN.m]	47,68	40,49	20,73	16,61	16,16
		$M_{y\text{cor}}$ [KN.m]	1,78	20,38	6,27	2,32	1,35
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	N_{max} [KN]	2893,10	1387,21	584,31	458,45	110,15
		$M_{x\text{max}}$ [KN.m]	126,35	87,68	132,75	85,56	65,86
		$M_{y\text{cor}}$ [KN.m]	-6,78	-12,48	-11,76	-10,84	-9,44
	Cas 3	N_{cor} [KN]	2474,71	317,61	167,98	266,81	55,24
		$M_{x\text{cor}}$ [KN.m]	-7,11	10,26	19,32	22,00	14,19
		$M_{y\text{max}}$ [KN.m]	-97,94	58,39	70,34	-42,71	-33,21
	Cas 4	N_{min} [KN]	-1844,24	-1219,34	-656,70	-196,79	-105,09
		$M_{x\text{cor}}$ [KN.m]	-90,32	-23,37	-7,82	-4,94	-26,11
		$M_{y\text{cor}}$ [KN.m]	5,01	2,91	5,80	3,98	13,43

Tab.6.6. Tableau récapitulatif des sollicitations.

➤ **Calcul des armatures :**

Exemple de calcul : Poteau (55×55) cm

a) **Les armatures longitudinales :**

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 55 \text{ cm} \quad d = 49,5 \text{ cm} \quad c = 5,5 \text{ cm}$$

1^{ère} Cas :

Sens y-y :

$$N = 1577,50 \text{ KN} \quad M = 1,78 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,78}{1577,50} = 0,001 \text{ m} = 0,1 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1577500 - 100 \times 55 \times 55 \times 14,17}{100 \times 348} = -77,84 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{250}{55} = 15,73 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,1}{55} = 0,001 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{15,73}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,04 \times 1577,50 = 1640,6 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 34,45 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{34,45}{1640,6} = 0,021 \text{ m} = 2,1 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

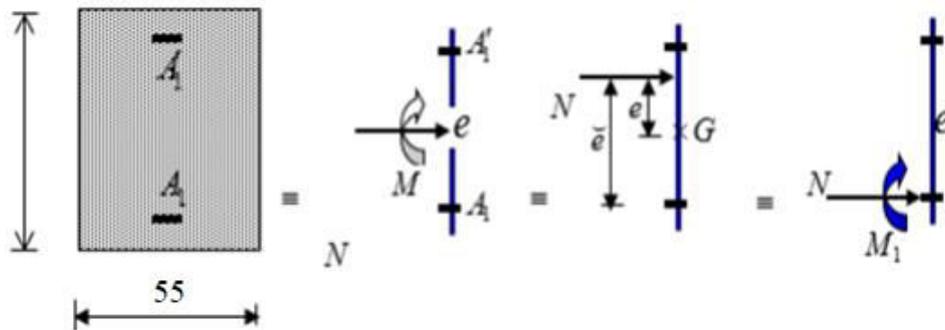


Fig.6.6 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 14,17 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = 603,53 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1640,6 \times 10^{-2} (49,5 - 5,5) - 395,38 = 326,48 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 24,1 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1640,6 \times 24,1 \times 10^{-2} = 395,38 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{395380}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,207$$

$$\mu = 0,207 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,293$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,883$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{395380}{348 \times 0,883 \times 49,5} = 25,99 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25,99 - \frac{1640600}{100 \times 348} = -21,15 < 0 \rightarrow AFC = 0 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$N=1577,5 \text{ KN} \quad M_x = 47,68 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{47,68}{1577,5} = 0,030 \text{ m} = 3 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1577500 - 100 \times 55 \times 55 \times 14,17}{100 \times 348} = -77,84 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{250}{55} = 15,73 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{3}{55} = 0,055 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{15,73}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,04 \times 1577,5 = 1640,6 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 82,03 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{82,03}{1640,03} = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

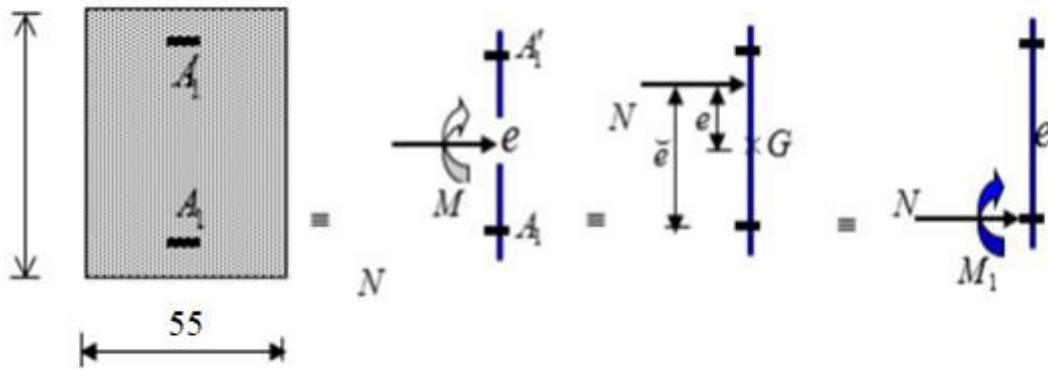


Fig.6.7. Position de N_1, M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 14,17 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = \mathbf{603,53 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1640,6 \times 10^{-2} (49,5 - 5,5) - 442,96 = 278,90 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 27 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1640,6 \times 27 \times 10^{-2} = 442,96 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{442960}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,232$$

$$\mu = 0,232 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,335$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,866$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{442960}{348 \times 0,866 \times 49,5} = 29,69 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 29,69 - \frac{1640600}{100 \times 348} = -17,45 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas :

Sens x-x :

$$N=2893,10\text{KN} \quad M_x = 126,35\text{kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{126,35}{2893,10} = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2893,10 - 100 \times 55 \times 55 \times 18,48}{100 \times 400} = -139,68 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{250}{55} = 15,73 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{4,4}{55} = 0,08 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{15,73}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,04 \times 2893,10 = 3008,82 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 192,56 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{192,56}{3008,82} = 0,064 \text{ m} = 6,4 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{126,35}{2893,10} = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

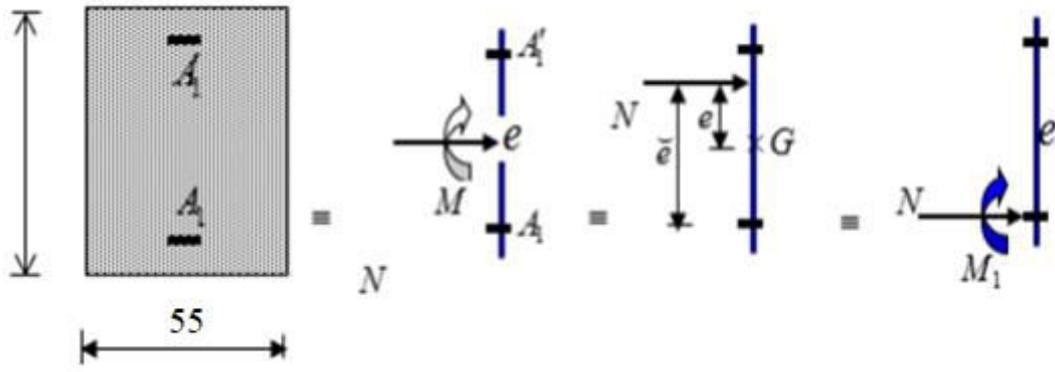


Fig.6.8. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 18,48 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = \mathbf{787,53 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2893,10 \times 10^{-2} (49,5 - 5,5) - 763,78 = 509,18 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 4,4 + \left(\frac{55}{2} - 5,5\right) = 26,4 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2893,10 \times 26,4 \times 10^{-2} = 763,78 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{763780}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,307$$

$$\mu = 0,307 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,473$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,811$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{763780}{400 \times 0,811 \times 49,5} = 47,56 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 47,56 - \frac{2893100}{100 \times 400} = -24,77 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$N = 2893,10 \text{ kN} \quad M_x = 6,78 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,78}{2893,10} = 0,0023 \text{ m} = 0,23 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2893100 - 100 \times 55 \times 55 \times 18,48}{100 \times 400} = -67,43 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{65} = 15,73 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{280}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,23}{55} = 0,004 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{15,73}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,04 \times 2893,10 = 3008,82 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 3008,82 \times 2,23 \times 10^{-2} = 67,10 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{67,10}{3008,82} = 0,0223 \text{ m} = 2,23 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

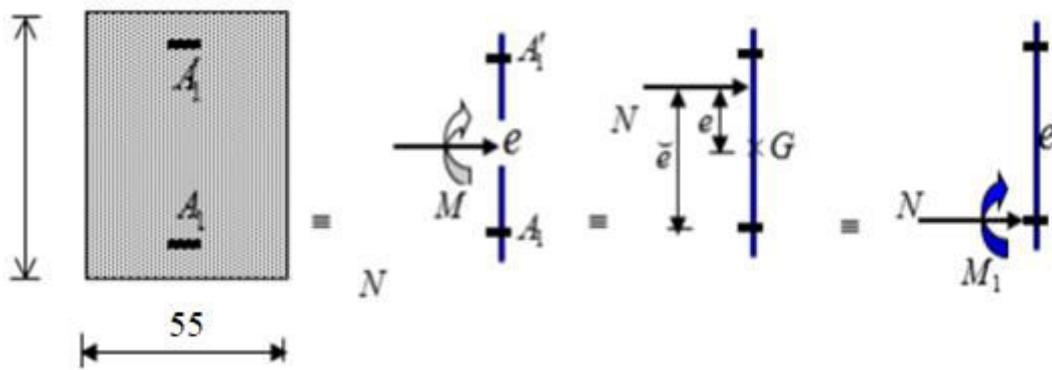


Fig.6.9. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 18,48 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = \mathbf{787,10 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 3008,82 \times 10^{-2} (49,5 - 5,5) - 729,04 = 594,84 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 24,23 \text{ cm}$$

$$M_1 = 3008,82 \times 24,23 \times 10^{-2} = 729,04 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{729040}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,293$$

$$\mu = 0,293 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,446$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,822$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{729040}{400 \times 0,822 \times 49,5} = 44,79 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 44,79 - \frac{2893100}{100 \times 400} = -27,54 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas:

$$N=2474,71 \text{ KN} \quad M_y = 97,94 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{97,94}{2474,71} = 0,040 \text{ m} = 4 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

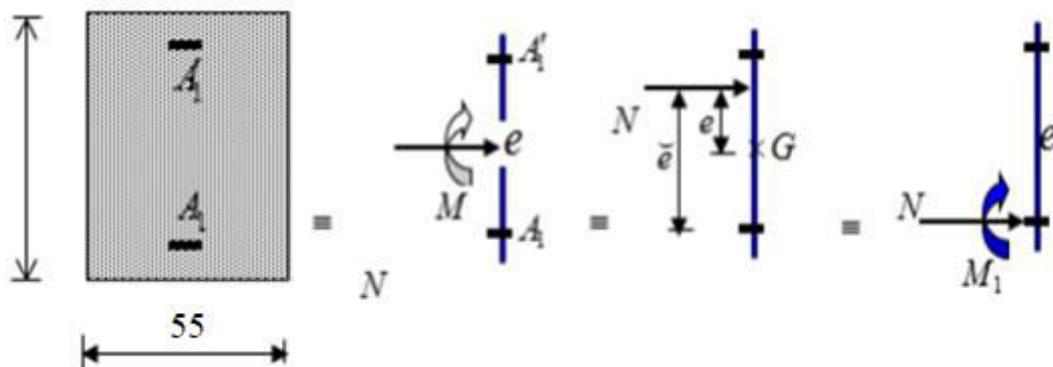


Fig.6.10. Position de N_1, M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$3. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 18,48 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = \mathbf{787,10 \text{ kN.m}}$$

$$4. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2474,71 \times 10^{-2}(49,5 - 5,5) - 643,42 = 445,45 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 4 + \left(\frac{55}{2} - 5,5\right) = 26 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2474,71 \times 26 \times 10^{-2} = 643,42 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{643420}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,258$$

$$\mu = 0,258 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,380$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,848$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{643420}{400 \times 0,848 \times 49,5} = 38,32 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 38,32 - \frac{2474710}{100 \times 400} = -23,55 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

4^{ème} Cas :**Sens y-y :**

$$N=1844,24\text{KN} \quad M_y = 5,01\text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,01}{1844,24} = 0,0027 \text{ cm} = 0,27 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1844240 - 100 \times 55 \times 55 \times 18,48}{100 \times 400} = -93,65 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :**➤ Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad \text{[BAEL91/VI.3]}$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{250}{55} = 15,73 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{280}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,27}{55} = 0,005 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{15,73}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,04 \times 1844,24 = 1918,01 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 1918,01 \times 2,27 \times 10^{-2} = 43,54 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{43,54}{1918,01} = 0,0227 \text{ m} = 2,27 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

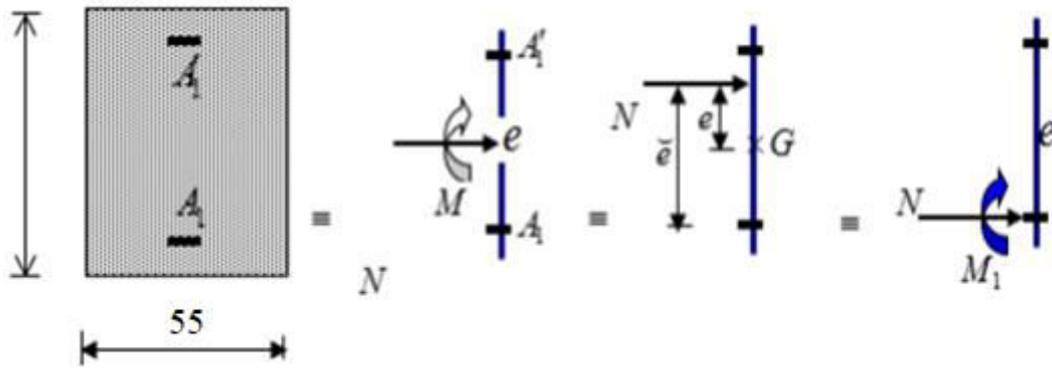


Fig.6.11. Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 18,48 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = 787,10 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1918,01 \times 10^{-2} (49,5 - 5,5) - 465,50 = 378,42 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 24,27 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1918,01 \times 24,27 \times 10^{-2} = 465,50 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{465500}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,187$$

$$\mu = 0,187 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,261$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,896$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{465500}{400 \times 0,896 \times 49,5} = 26,24 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20,75 - \frac{1486177}{100 \times 400} = -16,40 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u^{\max} = 51,17 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{51,17}{55 \times 49,5 \times 10^2} = 0,188 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Suivant les règles BAEL 91

$$\delta_t \leq \min(15\phi_1, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_1 = 24 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{250}{55} = 4,55$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,55\% \times b \times \delta_t = 0,0055 \times 55 \times 10 = 3,025 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 110 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = \left(\frac{357}{6}; 40; 65; 60\right) = 65 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\phi_{1\max}$

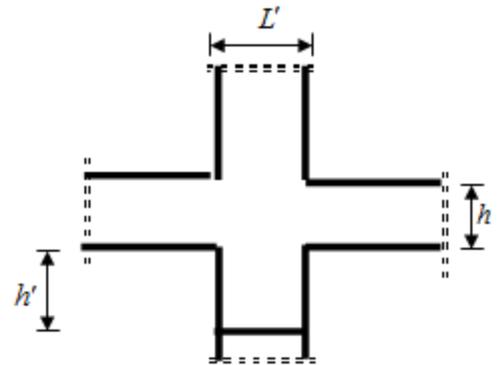


Fig.6.12. La zone nodale.

➤ **Armatures minimales :**

Selon le BAEL 91 : $A_{\min} \geq \max\left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100}\right]$

Selon le RPA : $A_{\min} = 0,8\%B$

Poteaux	Dimensions	$A_{BAEL} 0,2 \times \frac{b \times h}{100}$	$8 \times \frac{b+h}{100}$	$A_{RPA} 0,008 \times b \times h$
RDC	(55x55)	6,05	8,8	24,2
Mizzanine → 1 ^{er}	(50x50)	5	8	20
2 ^{ème} → 4 ^{ème}	(45x45)	4,05	7,2	16,2
5 ^{ème} → 6 ^{ème}	(35x35)	2,45	6,3	9,8
7 ^{ème} → 9 ^{ème}	(30x30)	1,8	5,4	7,2

Tab.6.7. Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA99V2003.

Remarque :

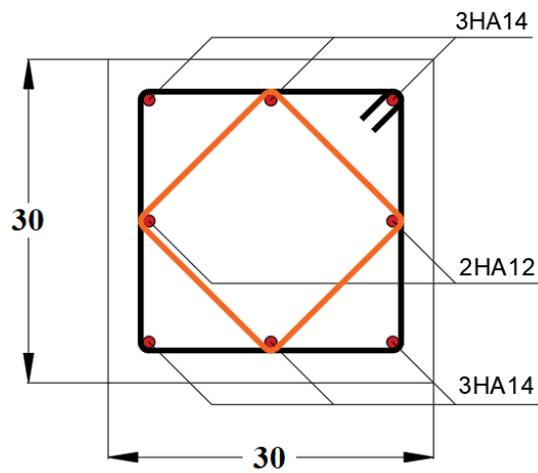
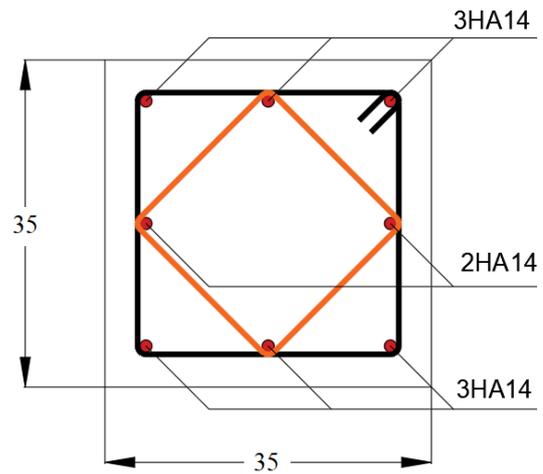
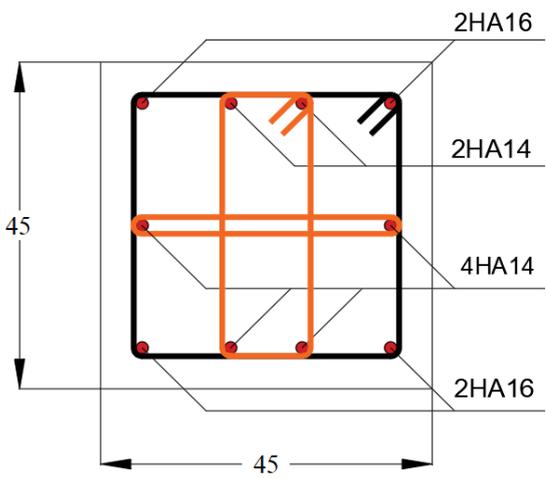
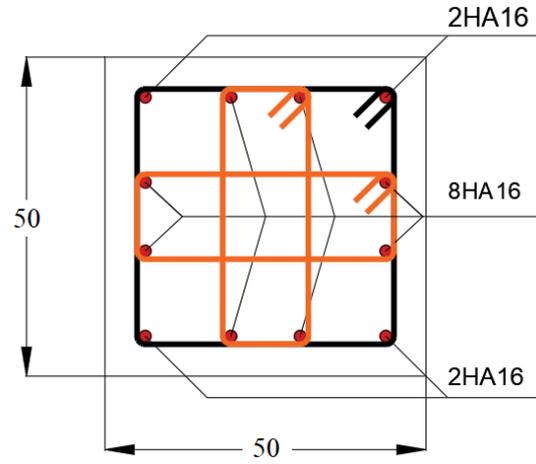
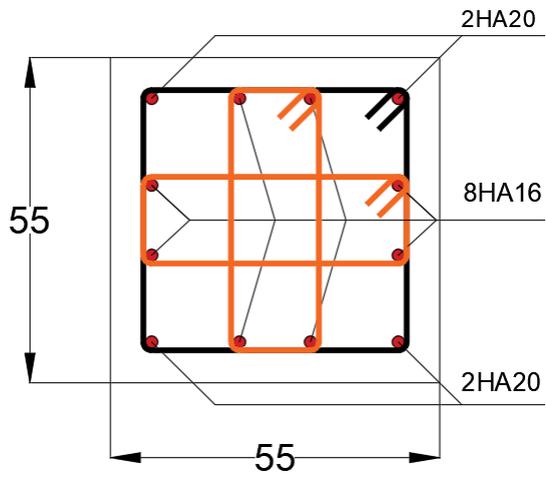
Les armatures des autres poteaux sont obtenues par le logiciel EXERT BA.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Sections	A_{cal} [cm ²]	A RPA [cm ²]	Choix	A [cm ²] adopté	Recouvrement
(55x55)	8,8	24,2	4T20 + 8T16	28,65	64
(50x50)	8	20	12T16	24,13	64
(45x45)	7,2	16,2	4T16+6T14	17,28	64
(35x35)	5,6	9,8	8T14	12,32	56
(30x30)	11	7,2	6T14	9,24	56

Tab.6.8. Tableau récapitulatif de toutes les armatures.

• **Schéma de ferrailage des poteaux :**



7.1. 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 a un seul type de voile :

- Voile de contreventement

7.2. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article (7.7.4 du RPA 99 version 2003), le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99version2003/7.7.1]
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrillages suivants :

- Des aciers verticaux et ;
- Des aciers horizontaux. (RPA99/2003/7.7.4)

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- $G \pm Q \pm E$ } (RPA99/2003/5.2)
- $0,8 G \pm E$ }

7.2.1. Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens, ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant. (R.P.A.99version2003/7.7.4)

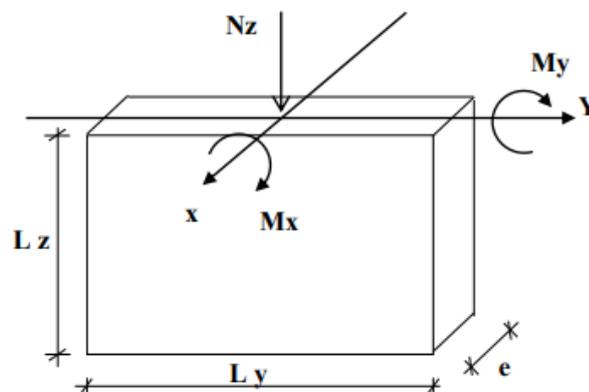
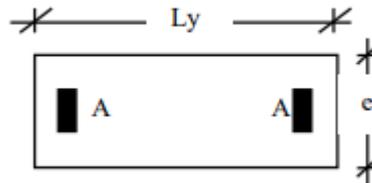


Fig.7.1. Les sollicitations de calcul d'un voile

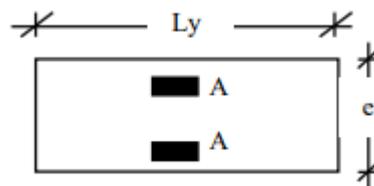
➤ Sens x-x :

Nz ; Mx → section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure VII.1)



➤ Sens y-y :

Nz ; My → section des armatures verticales parallèle au parement du voile (voir figure VII.1)



1- Condition du (R.P.A.99 version 2003 article 7.7.4.1) :

• Les armatures minimales :

- A chacune des extrémités du voile les armatures verticales doivent être aux moins 4HA10
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèles aux parements du voile) :

$$\begin{cases} A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% \\ A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2A_V \\ A'_V = \max(A_1 ; A_2) \end{cases}$$

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• Espacement des barres verticales :

- $S = \min(1,5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante

- A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile
- Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).
- Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq \frac{L}{10} e$

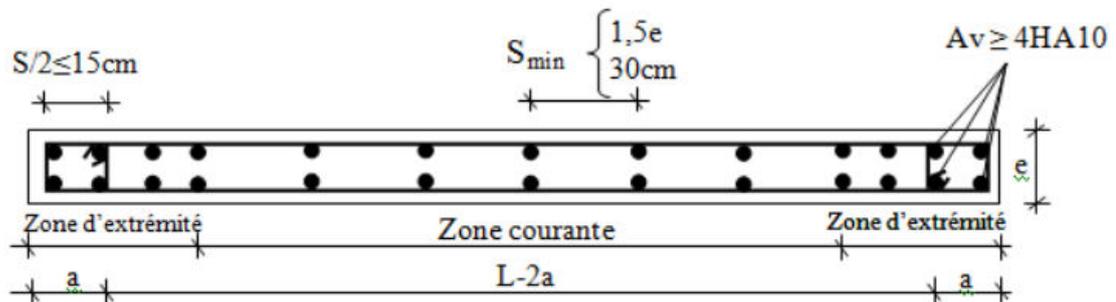


Fig.7.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles

7.2.2. Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

- $k = 1$
- $\gamma_s = 1$

1- Disposition des armatures : (art .7.7.4.2/R.P. A99version2003)

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

7.2.3. Exemple de calcul :

- **Voile de contreventement (ep = 20cm) :**

Pour le calcul du ferrailage, on choisit le voile le plus défavorable d'après le logiciel Robot bat.

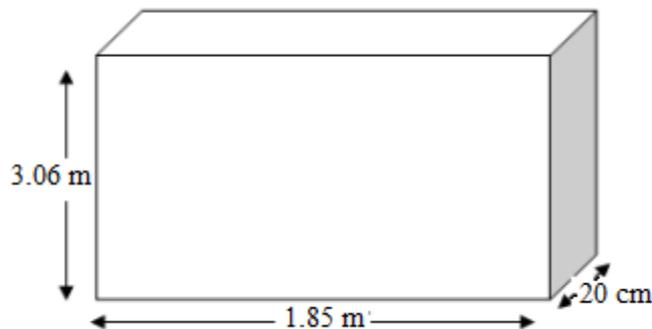


Fig.7.3. Voile plus défavorable

Situation accidentelle : (cas le plus défavorable).

1- Sens x-x :

$$\begin{cases} N_z = 2790,53 \\ M_x = 7027,44 \end{cases}$$

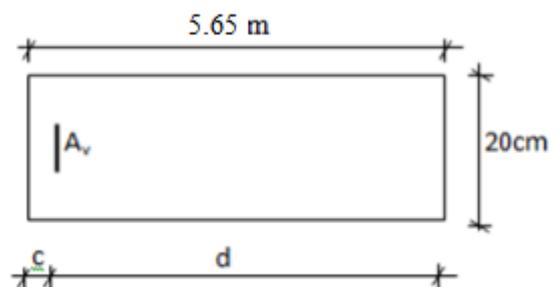


Fig.7.4. Section de calcul en travée (x-x)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7027,44}{2790,53} = 2,52\text{m} = 252 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{565}{2} = 282,5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'intérieure de la section.

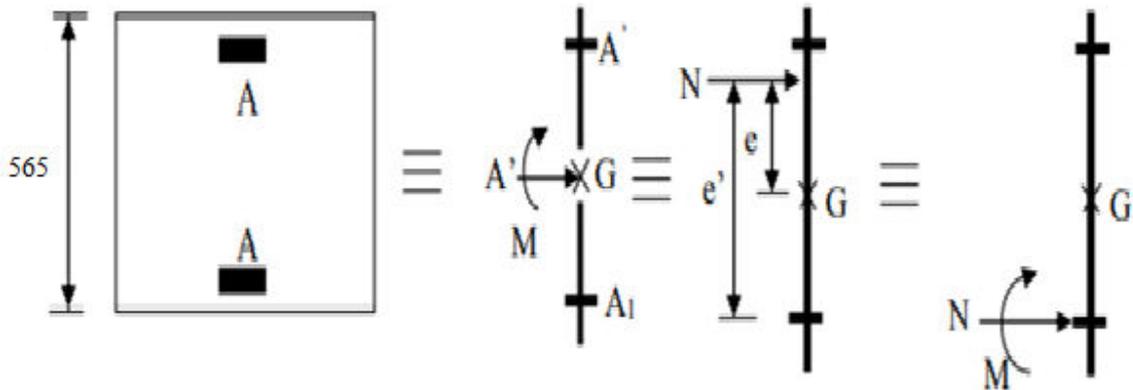


Fig.7.5. Position de N1 ; M1 sur la section transversale.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 (d - c_1) - M_1}_{(2)}$$

(1) = $(0,337 \times 565 - 0,81 \times 5) \times 18,48 \times 20 \times 565 = 38915396,52 \text{ N.m}$
 (1) = 38915,39 KN.m

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M + N \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 7027,44 + 2790,53 \times \left(5,60 - \frac{5,65}{2}\right) = 14771,16 \text{ KN.m}$$

(2) = $2790,53 \times (5,6 - 0,05) - 14771,16$
 (2) = 744,18 KN.m

✓ **Conclusion :**

$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 38915,39 \text{ KN.m} > N_1 (d - c_1) - M_1 = 744,18 \text{ KN.m}$

→ Section partiellement comprimée et le calcul se ramène en flexion simple

✓ **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14771160}{18,48 \times 20 \times 560^2} = 0,127$$

$$\mu = 0,127 < \mu_L = 0,379 \left(\begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{S.ACC} \end{array} \right) \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,171$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,932$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14771160}{400 \times 0,932 \times 560} = 70,75 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 70,75 - \frac{2790530}{100 \times 400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimales:**

$$A_{\min} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12 \quad (\text{RPA99/03 ; 7.7.4.1})$$

✓ **Conclusion :**

$$A_{VI} = \max (A_{FCI} ; A_{\min}) = 4,52 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$$

2- Sens y-y :

$$\begin{cases} N_z = 2289,47 \\ M_x = 426,04 \end{cases}$$

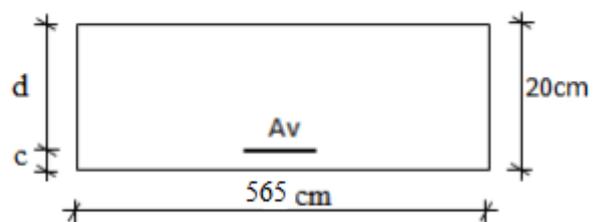


Fig.7.6. Section de calcul en travée (y-y)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{426,04}{2289,47} = 0,19\text{m} = 19\text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'intérieure de la section.

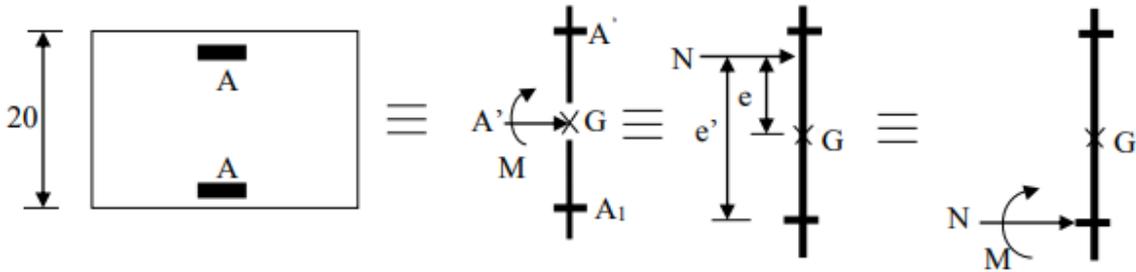


Fig.7.7. Position de N1 ; M1 sur la section transversale.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 (d - c_1) - M_1}_{(2)}$$

(1) = $(0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 18,48 \times 20 \times 565 = 1069178,88 \text{ N.m}$
 (1) = 1069,88 KN.m

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$M_1 = M + N (d - \frac{h}{2})$
 $M_1 = 426,04 + 2289,47 \times (0,18 - \frac{0,20}{2}) = 606,0 \text{ KN.m}$
 (2) = $2289,47 \times (0,18 - 0,02) - 606,0$
 (2) = -239,68 KN.m

✓ **Conclusion :**

$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 1069,88 \text{ KN.m} > N_1 (d - c_1) - M_1 = -239,68 \text{ KN.m}$

➔ Section partiellement comprimée et le calcul se ramène en flexion simple

✓ **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{606000}{18,48 \times 565 \times 18^2} = 0,179$$

$$\mu = 0,179 < \mu_L = 0,379 \left(\begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{S.ACC} \end{array} \right) \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,248$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,901$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{606000}{400 \times 0,901 \times 18} = 93,41 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 93,41 - \frac{2289470}{100 \times 400} = 36,17 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:
32 T12 $\rightarrow A = 36,19 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement minimal des barres verticales et horizontals :**

En zone courante:

- $S = \min (1,5 \times e; 30 \text{ cm})$
- $S \leq \min (1,5 \times 20; 30 \text{ cm})$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barres à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20 \text{ cm}$

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

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} = \frac{663100}{20 \times 565 \times 100} = 0,59 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times b \times S}{0,9 \times \sigma_s} = \frac{0,59 \times 20 \times 20}{0,9 \times 400} = 0,66 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimales: [Art7.7.4.3/R.P.A.99version2003]**

$$A_t = 0,0015 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures:**

$$5T10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

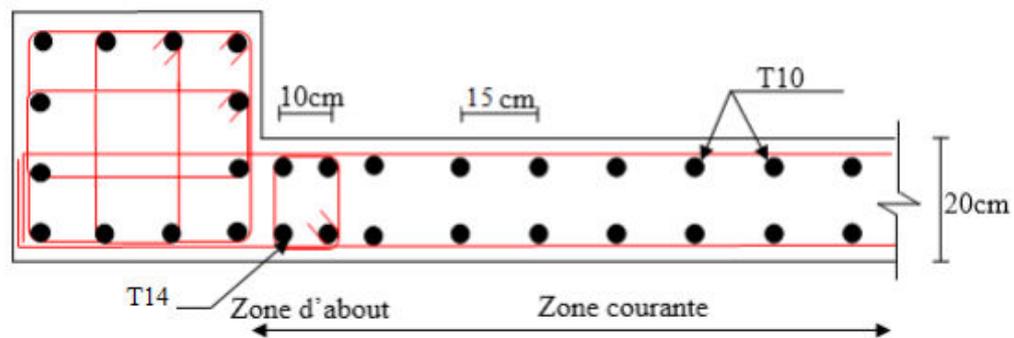
• **Schema de ferrailage:**

Fig.7.8. Schéma de ferrailage du voile de contreventement

8.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

1- Fondations superficielles :

- ✓ Semelles isolées.
- ✓ Semelles filantes.
- ✓ Semelles générales.

2- Fondations profondes :

- ✓ Semelles sur puits.
- ✓ Semelles sur pieux.

• Choix et type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage (rigide)
- ✓ La facilité d'exécution (coffrage)
- ✓ L'économie (ferraillage)

• Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,50 bars (sol meuble).

8.2. Calcul des semelles isolées :

8.2.1. Pré dimensionnement :

Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal NS max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

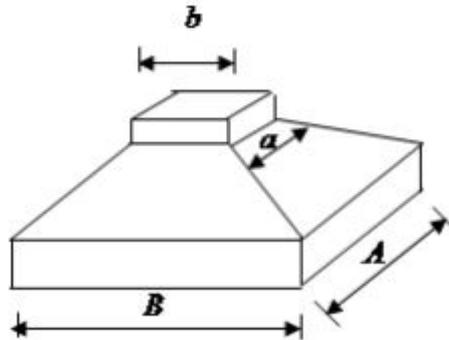


Fig.8.1. Semelle isolée

- **Semelle de Centre :**

$$N_{ser} = 1145,72 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_{ser}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \end{array} \right.$$

Application numérique :

On a :

$$a = 55 \text{ cm} \quad ; \quad b = 55 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{55}{55}\right) \times B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{55}{55} \times \frac{114572}{2}} = 239.34 \text{ cm}$$

On prend:

$$B = 250 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A = 250 \text{ cm}$$

- **Semelle de rive:**

$$N_{ser} = 902,83 \text{ KN}$$

$$B \geq 212,47$$

On prend:

$$B = 220 \text{ cm} \rightarrow A = 220 \text{ cm}$$

- **Semelle d'angle:**

$$N_{ser} = 806,52 \text{ KN}$$

$$B \geq 200,81$$

On prend:

$$B = 210 \text{ cm} \rightarrow A=210 \text{ cm}$$

- **Conclusion:**

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées ont conclu que ces dernières se chevauchent suivant une seule direction. On propose les semelles filantes comme une solution.

8.3. Calcul des semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow S_s \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\sum N_i = 55605,58 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{55605,58 \times 10^3}{0,2} \rightarrow S_s \geq 2,78 \times 10^8 \text{ mm}^2 \rightarrow S_s \geq 278 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = L_X \cdot L_Y = 18 \times 23,8$$

$$S_{bat} = 428,4 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_{bat}} = \frac{278}{428,4} = 0,65 \rightarrow 65\% > 50\%$$

- **Conclusion :**

La surface totale des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous optons pour la solution adéquate d'un radier général type nervuré comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels
- ✓ Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- ✓ La facilité d'exécution

8.4. Calcul d'un radier général :

8.4.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

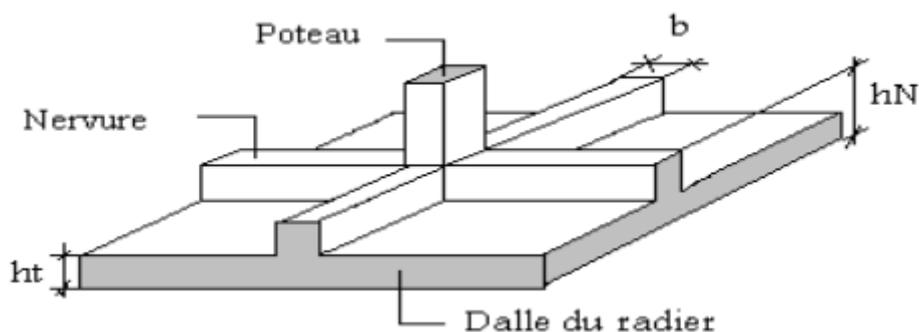


Fig.8.2. Schéma d'un radier.

- Remarque :

Le radier est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les poteaux et les voiles.

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

- **L'état limite ultime de résistance :**

$$\text{ELU} \quad \rightarrow \quad 1,35G + 1,5Q$$

- **L'état limite de service :**

$$\text{ELS} \quad \rightarrow \quad G + Q$$

- **Situation accidentelle :**

$$\text{ACC1} \rightarrow G + Q + E$$

$$\text{ACC2} \rightarrow G + Q - E \quad [\text{RPA99/10.1.4.1}]$$

$$\text{ACC5} \rightarrow 0,8G + E$$

$$\text{ACC6} \rightarrow 0,8G - E$$

8.4.2. Pré-dimensionnement du radier:

8.4.2.1. La dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

1- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : longueur maximale entre les axes des poteaux

$$L_{\max} = 5,65\text{m}$$

$$\frac{565}{25} \leq h_1 \leq \frac{565}{20} \quad \rightarrow \quad 22,6 \leq h_1 \leq 28,25$$

2- Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min (0,15f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 3,75\text{Mpa}$$

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 76388,43 \text{ KN}$$

$$L = 5,65 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

On ajoute au radier un débord minimal de largeur $d = 1\text{m}$ de chaque côté.

D'où :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + 2d (L_x + L_y)$$

$$S_{\text{radier}} = 428,4 + 2 \times 1 \times (18+23,8) = 512 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de **512 m²**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \times 1ml}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h_2)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau}_u)} = \frac{76388,43 \times 5,65}{2 \times 512 \times 1 \times 0,9 \times 3750} = 0,1249 \text{ m}$$

$$\rightarrow h_2 \geq 12,49 \text{ cm}$$

• **Conclusion:**

$$h \geq \text{Max} (h_1; h_2) = 25 \text{ cm}$$

On prend: h = 35 cm

8.4.2.2. La nervure:

1- Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

⇒ **I** : Inertie de la section transversale du radier $\left(\frac{bh^3}{12}\right)$

⇒ **E** : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=3,21 \times 10^4 \text{Mpa}$)

⇒ **b** : Largeur de la semelle ($b=5,65\text{m}$)

⇒ **K** : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$)

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

⇒ **K** = 0,5 kg/cm³ → pour un très mauvais sol.

⇒ **K** = 4 kg/cm³ → pour un sol de densité moyenne.

⇒ **K** = 12 kg/cm³ → pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne → **K** = 4 kg/cm³

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \rightarrow \quad \text{Ce qui nous donne : } h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 4}{32,1 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 565}{\pi}\right)^4} \quad \rightarrow \quad h \geq 0,86 \text{ m}$$

On prend $h_1 = 1 \text{ m}$

2- Condition de coffrage : (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{565}{10} = 56,5 \text{ cm}$$

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

3- Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\Leftrightarrow \frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\Leftrightarrow \frac{565}{15} < h_2 < \frac{565}{10}$$

$$\Leftrightarrow 37,67 < h_2 < 56,5$$

On prend $h_2 = 50 \text{ cm}$

4- Condition de non poinçonnement :

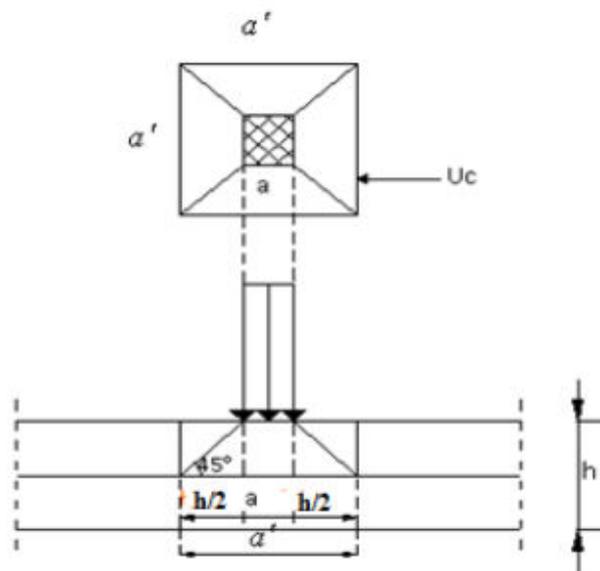


Fig.8.3. Dimensionnement du feuillet moyen.

Il faut que :

$$N_U \leq 0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot f_{c28} \quad (1)$$

Avec :

⇒ U_C : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier

⇒ h : Epaisseur du radier

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$U_C = 2 \times (a + b + 2 \cdot h)$$

→ L'équation (1) deviendra:

$$N_U \leq 0,045 \times 2 \times (55 + 55 + 2 \cdot h) \times h \times 25$$

⇒ N_U : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELU

$N_U = 1577,5$ KN appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimensions

$$a = 55 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$N_U = 1577,5 = 0,045 \times 2 \times (55 + 55 + 2 \cdot h) \times h \times 25 \cdot 10^3 \geq 0$$

$$\Rightarrow 4500h^2 + 2475h - 1577,5 = 0$$

$$\Rightarrow h \geq 0,38\text{m}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

• **Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions précédentes, soit $h_n = 100 \text{ cm}$

• **Résumé :**

⇒ Epaisseur de la dalle du radier : $h_d = 35 \text{ cm}$

⇒ Les

dime

nsion

s de

la

nervu

re

$$\begin{cases} h_N = \dots \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

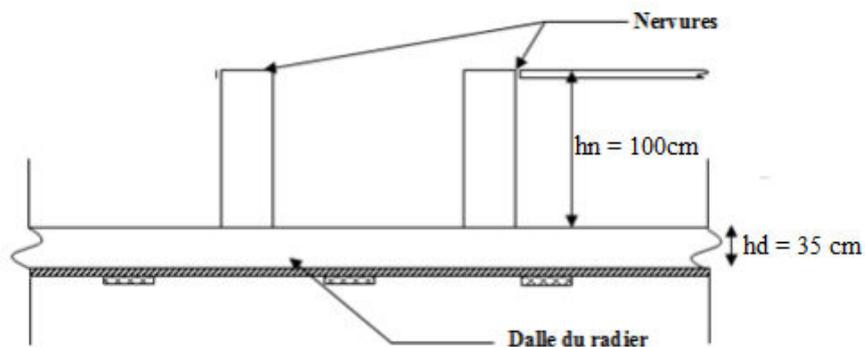


Fig.8.4. Dimensions du radier.

$$h_r = 135 \text{ cm}$$

8.4.2.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les Conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,7h$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right)$$

$$b = 2.b_1 + b_0$$

$$\begin{cases} L_x = 370 \text{ cm} \\ L_y = 565 \text{ cm} \end{cases}$$

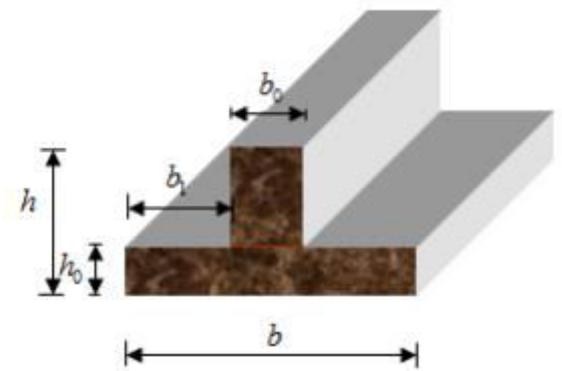


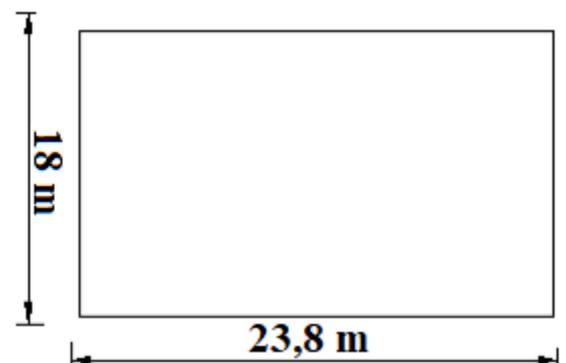
Fig.8.5. Dimensions de la poutre.

	h (cm)	h ₀ (cm)	b ₀ (cm)	b ₁ (cm)	b (cm)
Poutre principale	135	35	50	50	150
Poutre secondaire	135	35	50	35	120

Tab.8.1. Tableau des dimensions des poutres.

8.4.3. Détermination des sollicitations :

1- Caractéristiques du radier :



$$\left\{ \begin{array}{l} h = 135 \text{ cm} \\ h_d = 35 \text{ cm} \\ h_n = 100 \text{ cm} \\ S_{radier} = 409,59 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

1. Moment d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \\ I_{yy} = \frac{hb^3}{12} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 28622,52 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 17200 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Fig.8.6. Dimensions du radier.

2. Centre de gravité du radier :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 11,9 \text{ m} \\ Y_G = 9,28 \text{ m} \end{array} \right.$$

2- Calcul du poids du radier (Pr) :

- ⇒ Poids du radier sans poutres : $P_1 = S. e. \gamma_b$
- ⇒ Poids des poutres principales : $P_p = L(h-h_0). b_0. \gamma_b$
- ⇒ Poids des poutres secondaires : $P_s = L' (h-h_0). b_0. \gamma_b$
- ⇒ Poids du radier : $P_r = P_1 + P_p + P_s$

Avec :

- **e** : épaisseur du radier sans poutres.
- **γ_b** : Masse volumique du béton.
- **L** : Somme des longueurs de toutes les poutres principales.
- **L'** : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$P_1 = 409,59 \times 0,35 \times 25 \rightarrow P_1 = 3583,91 \text{ KN}$$

$$P_p = 123,9 \times (1,35 - 0,35) \times 0,50 \times 25 \rightarrow P_p = 1578,75 \text{ KN}$$

$$P_s = 117,5 \times (1,35 - 0,35) \times 0,50 \times 25 \rightarrow P_s = 1468,75 \text{ KN}$$

$$P_r = P_1 + P_p + P_s \quad \rightarrow \quad P_r = 6631,41 \text{ KN}$$

3- Surcharges d'exploitation : QR

$$Q_r = 5 \times S_{\text{radier}}$$

$$Q_r = 5 \times 409,59$$

$$Q_r = 2047,95 \text{ KN}$$

4- Combinaison d'action :

a. Situations durable et transitoire :

E.L.U :

Formule	N_u^1 [KN]	N_u^2 [kN]	N_u [KN]	M_x [kN.m]	M_y
$N_u^1 + N_u^2$ $(1,35G + 1,5Q) + 1,5Q_r + 1.35 P_r$	76388,43	12024,33	88412,76	-30,56	-42,10

Tab.8.2. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

$$M_{x|G} = \sum(M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y|G} = \sum(M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

$M_{x|G}$ et $M_{y|G}$: résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

E.L.S :

Formule	N_s^1 [KN]	N_s^2 [kN]	N_s [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_a^1 + N_a^2$ $(G + Q) + (Q_r + P_r)$	55605,58	8679,36	64284,94	-38,57	-30,66

Tab.8.3. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

b. Situation accidentelle :

Formule	N_a^1 [KN]	N_a^2 [kN]	N_a [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_a^1 + N_a^2$ $(G + Q \pm E) + (Q_r + P_r)$	73226,64	8679,36	81906	-176,6764	-245,3008

Tab.8.4. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.

5- Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

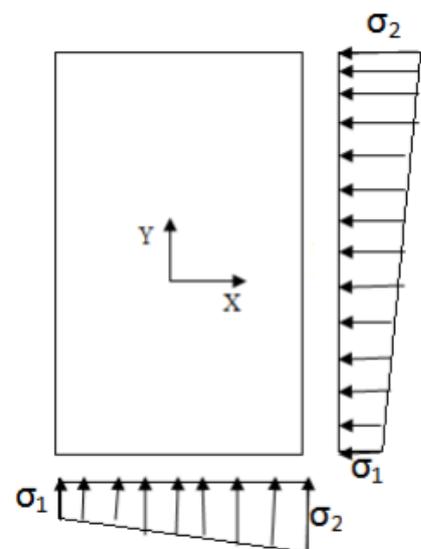


Fig.8.7. Distribution des contraintes sous le radier.

1- E.L.U:

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_U}{S_r} \pm \frac{M_U}{I_r} \cdot V$$

$$N_U = 88412,76 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Suivant l'article du **BAEL91** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{adm}^U = 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars}$$

➤ **Sens x-x :**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{88412,76}{409,59} \pm \frac{-30,56}{28622,52} \times 11,9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2,16 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 2,16$$

$$\sigma_1 = 2,16 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 2,16 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,16 \text{ bar}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{88412,76}{409,59} \pm \frac{-42,1}{17200} \times 9,28 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2,16 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 2,16 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = 2,16 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 2,16 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,16 \text{ bar}$$

2- E.L.S :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{adm}^S = \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_S}{S_r} \pm \frac{M_S}{I_r} \cdot V$$

$$N_S = 65748,08 \text{ KN}$$

➤ **Sens x-x:**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{64284,94}{409,59} \pm \frac{-38,57}{28622,58} \times 11,9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1,57 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 1,57 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = 1,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,57 \text{ bar}$$

➤ **Sens y-y:**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{64284,94}{409,59} \pm \frac{-30,66}{17200} \times 9,28 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1,57 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 1,57 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = 1,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,57 \text{ bar}$$

3- Situation accidentelle:

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{adm}^S = 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars}$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_{acc}}{S_r} \pm \frac{M_{acc}}{I_r} \cdot V$$

$$N_{acc} = 81906$$

➤ **Sens x-x:**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{81906}{409,59} \pm \frac{-167,68}{28622,58} \times 11,9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1,99 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 1,99 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = 1,99 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1,99 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,61 \text{ bar}$$

➤ **Sens y-y:**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{81906}{409,59} \pm \frac{-245,30}{17200} \times 9,28 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1,99 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 1,99 \text{ bar}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,99 \text{ bar}$$

Résultats:

	Sens X - X			Sens Y - Y		
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
σ_1 (bars)	2,16	1,27	1,99	2,16	1,57	1,99
σ_2 (bars)	2,16	1,27	1,99	2,16	1,57	1,99
σ_m (bars)	2,16	1,27	1,99	2,16	1,57	1,99
$\bar{\sigma}_{adm}$ (bars)	3	2	3	3	2	3

Tab.8.5. Tableau récapitulatif des contraintes sous le radier

6- Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq F_s \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (Fs=1,5)

S : Surface du radier

Z : L'ancrage (profondeur de l'infrastructure)

γ : Poids volumique de l'eau (1t/m³)



Fig.8.8. Ancrage de la structure.

$$P = P_{radier} + P_{batiment}$$

$$P_{radier} = 6631,41 \text{ KN}$$

$$P_{batiment} = 25747,78 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = 663,14 + 2574,7 = 3237,84t$$

$$F_s \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 409,59 \times 1 \times 3,00 = 1843,55t$$

$$P = 3237,84t > 1843,55t \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

8.4.4. Ferrailage du radier :

8.4.4.1. Ferrailage de la dalle :

- A. Le calcul d'un radier est identique à celui de la dalle pleine.
- B. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

C. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a- Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \cdot 1m$$

$$\begin{cases} L_x = 5,65 \text{ m} \\ L_y = 3,70 \text{ m} \end{cases}$$

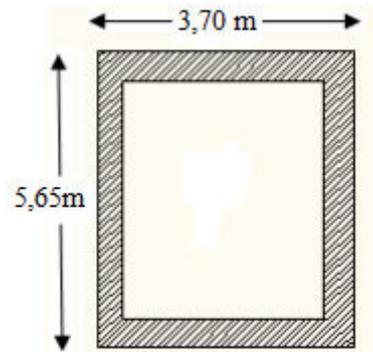


Fig.8.9. Panneau plus sollicité.

$\xi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{5,65} = 0,65 > 0,4 \rightarrow$ La dalle porte dans deux directions.

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow$ Suivant la direction L_x

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ Suivant la direction L_y

• **Etats limite ultime E.L.U :**

$$q_u = \sigma_m \times \frac{L}{4} \cdot 1m = 305,1 \text{ KN/ml}$$

• **Etats limite service E.L.S :**

$$q_s = \sigma_m \times \frac{L}{4} \cdot 1m = 179,39 \text{ KN/ml}$$

	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
E.L.U	3,70	5,65	0,65	0,0751	0,3613	313,68	113,33
E.L.S	3,70	5,65	0,65	0,0805	0,5235	197,70	103,49

Tab.8.6. Tableau des moments fléchissant des panneaux

Les moments maximums sont calculés comme suit :

$$M_{ax} = 0,5 M_x ; M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y ; M_{ty} = 0,75 M_y$$

Combinaison	Sens X-X		Sens Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (KN.m)	156,84	98,85	56,57	51,75
M_t (KN.m)	235,26	148,28	85	77,62

Tab.8.7. Tableau des sollicitations maximales en appuis et en travées.

b- Calcul des armatures :

• **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable $\rightarrow a = 2\text{cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{35}{10} = 3,5 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 2 \text{ cm}$

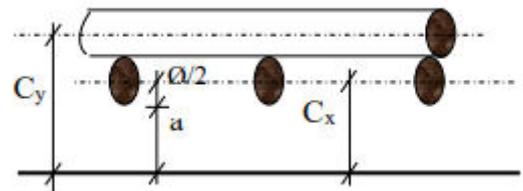


Fig.8.10. Enrobage

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} C_x = 3 \text{ cm} \\ C_y = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - C_x \\ d_y = h_0 - C_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} d_x = 35 - 3 \\ d_y = 35 - 5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} d_x = 32 \text{ cm} \\ d_y = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens x-x:

A. En travée:

• **Etat limite ultime E.L.U :** $M_{tx}^U = 235,26 \text{ KN.m}$

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{235260}{14,17 \times 100 \times 32^2} =$$

$$\mu = 0,162 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,222$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,911$$

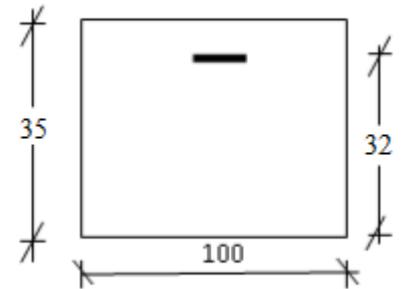


Fig.8.11. Section de calcul en appuis x-x.

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{235260}{348 \times 0,911 \times 32} = 23,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 32 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 23,19 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T20 \longrightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$(T16 \longrightarrow e = 12,5\text{cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 148,28 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25,13}{100} = 3,77 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 3,77 = 352,58 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,77 + \sqrt{3,77^2 + 352,58} = 12,21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 12,21^3}{3} + 15 \times 25,13 \times (47 - 12,21)^2 = 208307,47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{148280}{208307,47} = 0,71$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,48 \times (47 - 12,83) = 210,76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta ft_j} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{148280}{201,63 \times 100 \times 32^2} = 0,007$$

$$\mu_1=0,007 \longrightarrow \beta_1=0,996 \longrightarrow K_1=35,50$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{35,50} = 5,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{148280}{201,63 \times 0,996 \times 32} = 23,07 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T20 \longrightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

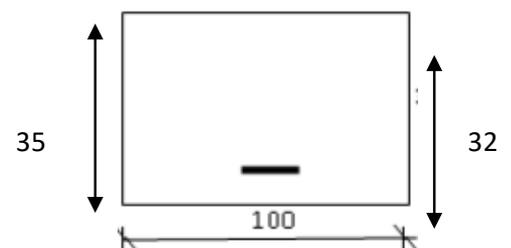
$$(T20 \longrightarrow e = 12,5 \text{ cm})$$

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = 136,64 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{156840}{14,17 \times 100 \times 32^2} = 0,108$$



$$\mu = 0,108 < \mu_L = 0,392$$

Fig.8.12. Section de calcul en appuis x-x.

$$\Rightarrow \dot{A}N \text{ existe pas et } ;1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,143$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,943$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{156840}{348 \times 0,943 \times 32} = 14,94 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T16 \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 12,5 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ax}^{ser} = 98,85 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16,08}{100} = 2,41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 32 \times 2,41 = 154,24 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,41 + \sqrt{2,41^2 + 154,24} = 10,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,24^3}{3} + 15 \times 16,08 \times (32 - 10,24)^2 = 149999,01 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{98850}{149999,01} = 0,66$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 215,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{98850}{201,63 \times 100 \times 32^2} = 0,0048$$

$$\mu_1 = 0,0048 \longrightarrow \beta_1 = 0,998 \longrightarrow K_1 = 45,24$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{45,24} = 4,46 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A' n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{98850}{201,63 \times 0,998 \times 32} = 15,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T16 \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 12,5 \text{ cm})$$

Sens y-y :

A. En travée

✓ Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_{ty}^u = 85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{85000}{14,17 \times 100 \times 30^2} = 0,067$$

$$\mu = 0,067 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,087$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,965$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{85000}{348 \times 0,965 \times 30} = 8,44 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23. 100. 30. \frac{2,1}{400} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 8,44 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

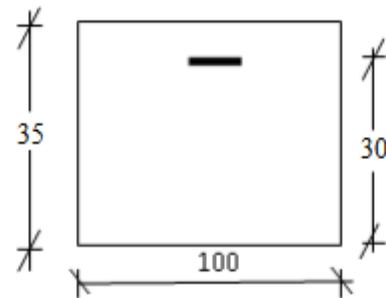


Fig.8.13. Section de calcul en travée y-y.

$$5T16 \longrightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 77,62 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10,05}{100} = 1,51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 30 \times 1,51 = 90,6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,51 + \sqrt{1,51^2 + 90,6} = 8,13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,13^3}{3} + 15 \times 10,05 \times (30 - 8,13)^2 = 90015,52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{77620}{90015,52} = 0,86$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,86 \times (30 - 8,13) = 282,123 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{77620}{201,63 \times 100 \times 30^2} = 0,0043$$

$$\mu_1 = 0,0043 \longrightarrow \beta_1 = 0,998 \longrightarrow K_1 = 41,18$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{41,18} = 4,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{77620}{201,63 \times 0,998 \times 30} = 12,86 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$7T16 \longrightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T16 \rightarrow e = 15 cm)

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 56,57 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{56570}{14,17 \times 100 \times 30^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{AN' existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{56570}{348 \times 0,978 \times 30} = 5,54 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T 14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(T14 \rightarrow e = 20 cm)

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^{ser} = 51,75 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 30 \times 1,16 = 69,6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 69,6} = 7,26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,26^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (30 - 7,26)^2 = 72481,17 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{51750}{72481,17} = 0,71$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 259,24 \text{ MPa}$$

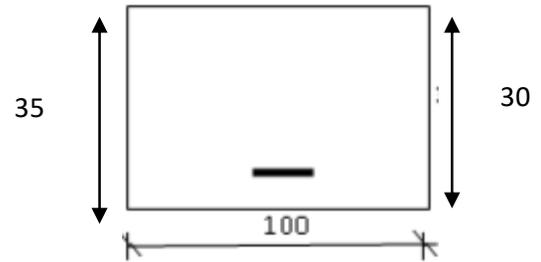


Fig.8.14. Section de calcul en appuis y-y.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_{te}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{51750}{201,63 \times 100 \times 30^2} = 0,0029$$

$$\mu_1 = 0,0029 \longrightarrow \beta_1 = 0,999 \longrightarrow K_1 = 52,57$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s^-}{K_1} = \frac{201,63}{52,57} = 3,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A'n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{51750}{201,63 \times 0,999 \times 30} = 8,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T16 \longrightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

8.4.4.2. Dessin de ferrailage de la dalle :

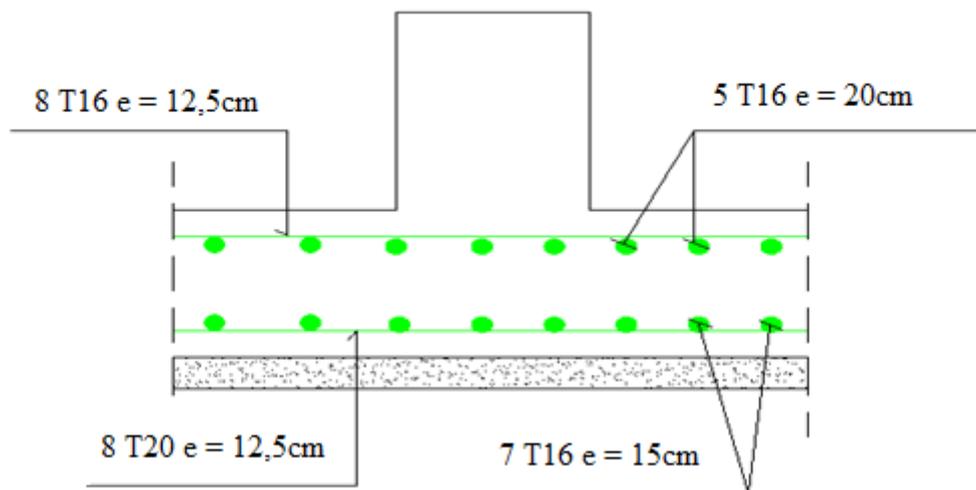


Fig.8.15. Schéma de ferrailage de la dalle du radier

8.4.5. Ferrailage des nervures :

➤ **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).

⇒ Poutre principale :

$$q_{eq} = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$$

⇒ Poutre secondaire :

$$q_{es} = \left[q_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

État	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	305,1	410,4	305,1
ELS [KN]	179,39	241,30	179,39
Acc [KN]	179,39	241,30	179,39

Tab.8.8. Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].

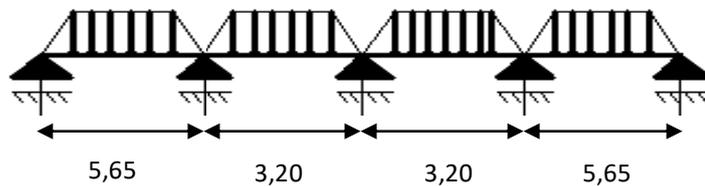


Fig.8.16. Distribution des charges sur les poutres principales.



3,70 3,10 3,30 3,30 3,10 3,70

Fig.8.17. Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments et effort tranchant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]
ELU	-1071	1254,8	-340.4	402.2
ELS	-629.5	737,2	-200.1	236.5
ACC	-629.5	737,2	-200.1	236.0
T[kN]	1381		395,8	

Tab.8.9. Tableau récapitulatif des sollicitations.

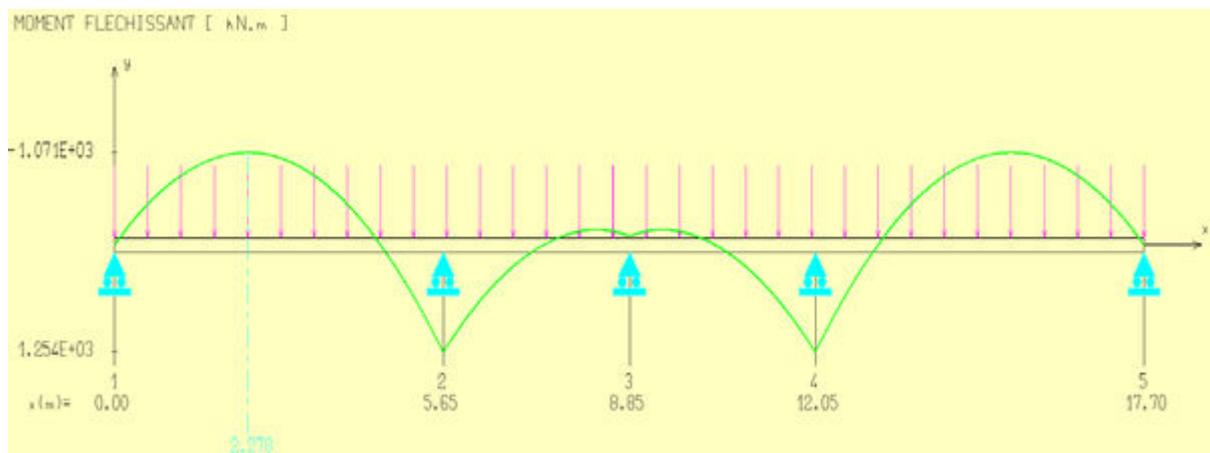


Fig.8.18. Diagramme des moments fléchissant de la poutre principale.

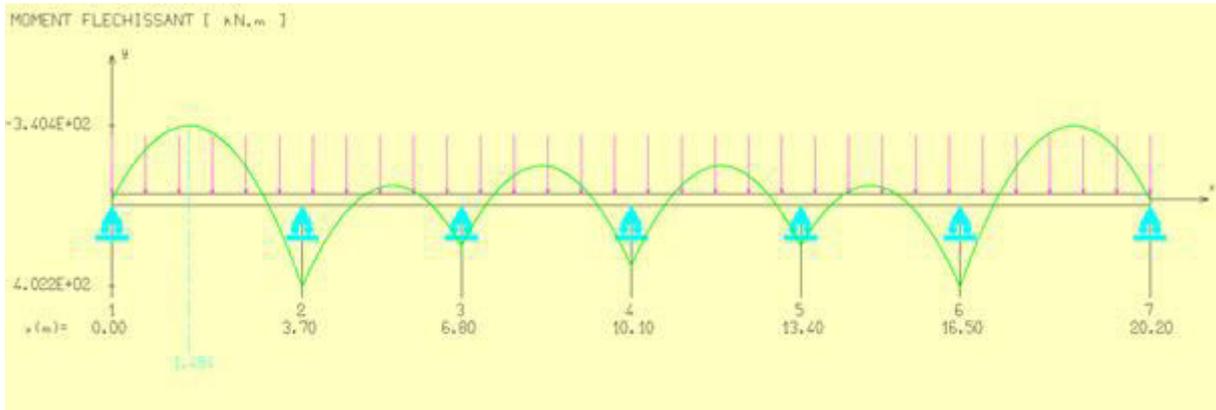


Fig.8.19. Diagramme des moments fléchissant de la poutre secondaire.

8.4.5.1. Calcul des armatures :

Exemple de calcul poutre principale sachant que la section est une section en T.

✓ Etat limite ultime (ELU)

A. En travée

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_u = -1071 \text{ kN.M}$$

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

$$M_t = 14,17 \times 150 \times 35 \times \left(135 - \frac{35}{2}\right) \times 10^{-3} = 8741,12 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (150 \times 135)$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1071000}{14,17 \times 150 \times 121,5^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1071000}{348 \times 0,983 \times 121,5} = 25,77 \text{ cm}^2.$$

✓ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = -629.5 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A \bar{A}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1071}{629.5} = 1,70$$

$$\alpha \leq \frac{1,70-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,6 > \alpha = 0,043 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ_s

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

✓ **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = -629,5 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{629500}{18,48 \times 150 \times 121,5^2} = 0,015$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,015 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

- **Détermination des armatures**

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{629500}{400 \times 0,992 \times 121,5} = 13,06 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 7,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 25,77 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$9 \text{ T20} \longrightarrow 28,27 \text{ cm}^2$$

A. En appuis :

✓ **Etat limite ultime (ELU)**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_u = 1254,8 \text{ kN.M}$$

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

$$M_t = 14,17 \times 150 \times 35 \times \left(121,5 - \frac{35}{2}\right) \times 10^{-3} = 7736,82 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (150 \times 135)$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1254800}{14,17 \times 150 \times 121,5^2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN} \text{ existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$$

- **Détermination des armatures**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1254800}{348 \times 0,980 \times 121,5} = 30,28 \text{ cm}^2.$$

✓ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = 737,2 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \hat{A}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \hat{A} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1254,8}{737,2} = 1,7$$

$$\alpha \leq \frac{1,7-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,6 > \alpha = 0,050 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ_s

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

✓ **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 737,2 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{737200}{18,48 \times 150 \times 121,5^2} = 0,018$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,018 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas ; } \varepsilon_s > \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{737200}{400 \times 0,991 \times 121,5} = 15,30 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 7,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 30,28 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$10 \text{ T20} \longrightarrow 31,42 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures de la poutre secondaire seront obtenues par Expert ROBO.

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm ²]	25,77	30,28	6,60	7,60
A_{acc} [cm ²]	13,06	15,30	6,1	6,1
A_{min} [cm ²]	7,34	7,34	7,34	7,34
A_{max} [cm ²]	25,77	30,28	6,60	7,60
Choix des armatures	6 T20 +6 T14 => 28,27 cm ²	8T20+ 4T14 =>31,29 cm ²	5 T14 => 7,70 cm ²	6 T14 => 9,24 cm ²

Tab.8.10. Tableau récapitulatif des sections des armatures

Vérification de l'effort tranchant :

✓ **Poutre principale :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1381000}{100 \times 121,5 \times 100} = 1,14 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Poutres secondaires :**

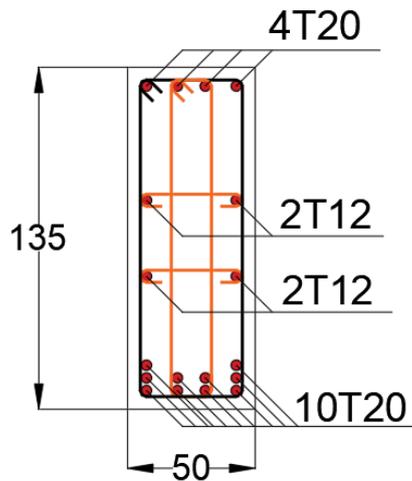
$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{395800}{100 \times 121,5 \times 100} = 0,33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

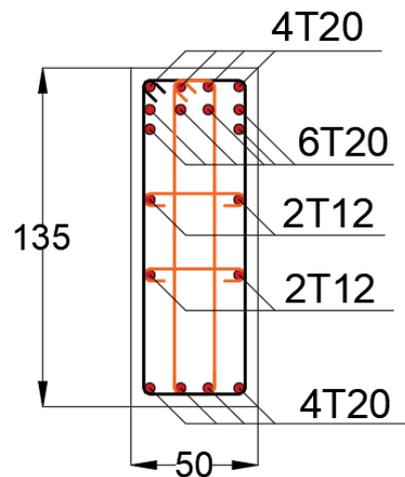
$\tau = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

8.4.5.2. Dessin de ferrailage des nervures :

✓ **Nervure principale :**

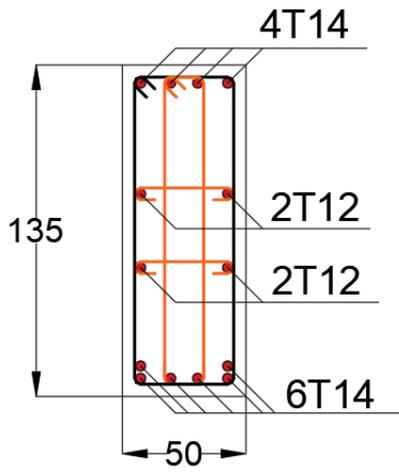


En appui

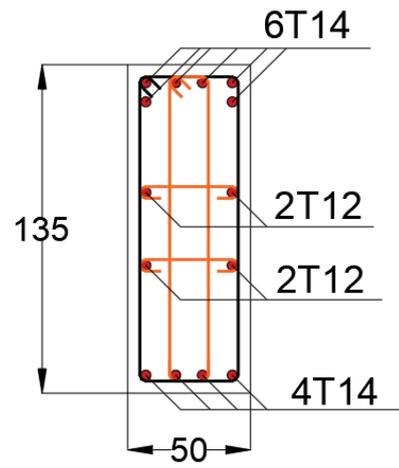


En travée

✓ **Nervures secondaires :**



En appui



En travée

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

J. PERCHAT, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur,

J.P. MOUGIN, « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.

H. Thonier, « Conception et calcul des structures en bâtiment, tome III », Presses des ponts et chaussées, Paris.

M. BELAZOUGUI, « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.

D.T.R.BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 »,
Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.

DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.

_ Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99 (version 2003).

MEMOIRES DE FIN D'ETUDES :

⇒ Etude d'une tour RDC+12 Etage+s-sol à usage multiple et contreventement mixte

LOGICIELS

⇒ Logiciel d'analyse des structures **Robot Structural analysis (2014/2017)**

⇒ Logiciel de ferrailage **SOCOTEC / Robot Expert BA**

⇒ EXCEL 2016

⇒ WORD 2016

⇒ AUTO CAD 2022

⇒ RDM 6

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et pratiques, de mettre en évidence des principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents et significatifs.

En outre, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.