



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil Engineering



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

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en RDC+7 étages
À usage d'habitation**

Présenté par:

- Moussa Omar Khaled Ahmed
- Cherif Oussama Zakaria

Soutenue le 12/07/2021 devant le jury composé de :

Président: Mr. ZELMAT Yassine

Examineur: Mr. REZIGUA Ahmed

Encadreur: Mr. AYED Tayeb

Année Universitaire: 2020/ 2021

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. AYAD Tayeb 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.



DÉDICACE
CHERIF Oussama Zakaria
DÉDICACE
CHERIF Oussama Zakaria

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à : Mes très chers parents, , pour les sacrifice tout au long de ma vie ; Toute ma grande famille; Mes frères ; Tous mes amis sans exception ; Toute la promotion 2020/2021 (Structures); et Mon cher binôme Khaled Ahmed Moussa Omar et sa famille ; Et à tous ceux que j'aime et ceux qui pensent à moi.





DÉDICACE
Khaled Ahmed Moussa Omar

DÉDICACE
Khaled Ahmed Moussa Omar

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à : Mes très chers parents, , pour les sacrifice tout au long de ma vie ; Toute ma grande famille; Mes frères ; Tous mes amis sans exception ; Toute la promotion 2020/2021 (Structures); et Mon cher binôme **CHERIF Oussama Zakaria** et sa famille ; Et à tous ceux que j'aime et ceux qui pensent à moi.*



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à Kharouba dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS 2016 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS 2017, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق أرضي + 7 طوابق في خروبة ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل . باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99 version 2003, BAEL91 modifié99) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم :

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنائية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة الحاسوب .

الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة ، الروافد ، الجدران المسلحة و الاساسات)

الكلمات المفتاحية : RPA99V2003 ، ETABS 2017 ، الخرسانة المسلحة , الدراسة الديناميكية,BAEL91 معدل 99

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of ground floor addition (7) floors, located in Kharouba in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS Nonlinear 16 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words : Building, Reinforced concrete, ETABS 2017, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

SOMMAIRE

Introduction	1
--------------------	---

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

I.1- Introduction	2
I.2- Présentation du projet	2
I.3- Caractéristiques générales	2
I.3.1- Caractéristiques géométriques	2
I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol	2
I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91	3
I.5- Les sollicitations	3
I.6- Caractéristique des matériaux	3
I.6.1- Béton Armé	3
I.6.2- Le béton	3
I.6.3- L'Acier	4

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1- Introduction	7
II.2- Pré-dimensionnement des poutres.....	7
II.2.1- Poutres principales	7
II.2.2- Poutres secondaires	8
II.3- Pré-dimensionnement des planchers	9
II.3.1- Plancher à corps creux	9
II.3.2- Plancher à dalle pleine	9
II.4- Descente de charges	10
II.4.1- Plancher terrasse inaccessible	11
II.4.2- Plancher étage courant	11
II.4.3- Plancher étage courant	12
II.5- Pré-dimensionnement des poteaux	13
II.6- Pré-dimensionnement des voiles	20
II.6.1- Voiles de contreventement	21

Chapitre III : Etude de planchers`

III.1- Introduction	23
III.2 La méthode forfaitaire.....	23
III.2.1 Principe de la méthode :.....	23
III.2.2 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :.....	23

III.2.3 Calcul du ferrailage:.....	25
III.2.4- Schéma de ferrailage:.....	29

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV. 1-Introduction.....	31
IV.2-Calcul des éléments non structuraux.....	31
IV.2.1 Etude de L'acrotère.....	31
IV.2.1.1 Introduction.....	31
IV.2.1.2 Détermination de l'effort due au séisme.....	32
IV.2.1.3 Ferrailages	32
IV.2.2 Les escaliers	34
IV.2.2.1 Introduction.....	34
IV.2.2.2 calcul des moments max et efforts tranchants max	34
IV.2.2.3 Calcul des sollicitations.....	35
IV.2.2.3 Calcul des sollicitations:.....	36
IV.2.2.4 Ferrailage	36
IV.3- Etude des balcons.....	41
IV.3.1- Descente de charges	42
IV.3.2- Calcul du ferrailage.....	43
IV.3.3- Vérification des contraintes de cisaillement	44
IV.3.4- Vérification de la flèche	44

Chapitre V : Etude sismique

VI.1- Introduction.....	47
VI.2- Niveau d'application de l'action sismique.....	47
VI.3- Modélisation.....	47
VI.4- Présentation du logiciel « ETABS »	48
VI.4.1- Etapes de la modélisation.....	48
VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003.....	50
VI.5.1- Classification des zones sismiques.....	50
VI.5.2- Classification de l'ouvrage.....	50
VI.5.3- Classification des sites.....	50
VI.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003.....	51
VI.6.1- Méthodes utilisables.....	51
VI.6.2- Méthode statique équivalente.....	51

VI.6.3- La Méthode modale spectrale.....	51
VI.7- Méthode dynamique modale spectrale.....	52
VI.7.1- Spectre de réponse de calcul.....	52
VI.8- Vérification des conditions du RPA99/Version2003.....	56
VI.8.1. Résultante des forces sismiques de calcul.....	56
VI.8.2- Calcul de la force sismique totale V.....	56
VI.8.3- Périodes et facteurs de participation modale.....	57
VI.8.4- Vérification des Sollicitations normales.....	59
VI.8.5- Vérification des déplacements.....	59
VI.8.6- Vérification de l'effet $P - \Delta$	62
VI.8.7- Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement.....	63

Chapitre VI : Etude des portiques

VII.1- Introduction.....	65
VII.2- Définition.....	65
VII.3- Ferrailage des portiques.....	65
VII.3.1- Etude des poteaux	65
VII.3.2- Ferrailage des poutres.....	66
VII.3.3- Etude des poteaux	76
VII.3.3.1- Combinaison de charges	78
VII.3.3.2- Principe de calcul.....	80
VII.3.3.3- Ferrailage des poteaux.....	82

Chapitre VIII : Etude des voiles

VIII.1- Introduction.....	101
VIII.2- Ferrailage des voiles de contreventement.....	101
VIII.2.1- Les armatures verticales	101
VIII.2.2- Les Armatures horizontales.....	103

Chapitre VIII : Etude des fondations

VIII.1- Introduction.....	109
VIII 1.1- Choix du type de fondation.....	109
VIII.1.2- Types de fondations.....	109
VIII.1.3- Les combinaisons d'action.....	109
VIII.2- Calcul des semelles.....	110
VIII.2.1- Dimensionnement.....	110
VIII.2.2- Pré dimensionnement.....	111

VIII.3- Etude du radier.....	111
I VIII.3.1- Pré-dimensionnement du radier.....	115
VIII.3.2- Détermination des sollicitations.....	115
VIII 4- Ferrailage du radier.....	121
VIII.4.1- Ferrailage de la dalle.....	121
VIII.4.2- Ferrailage du débordement.....	129
VIII.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages)	130
Conclusion générale.....	145

Liste des figures

Chapitre II : Pré-dimensionnements et descente des charges

Figure II.1: Section transversale d'une poutre.	7
Figure II.2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	9
Figure II.3: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible	10
Figure II.4: Coupe transversale du plancher étage courant	11
Figure II.5: Coupe transversale du plancher RDC	12
Figure II.6: Schéma de la loi de dégression	13
Figure II.7: Schéma représentatif d'un étage courant.	14
Figure II.8: Section réduite du béton.	14
Figure II.9: Coupe sur voile en élévation	21

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III-1 : schéma de Type des poutrelles (01)	24
Figure III-2 : schéma de Type des poutrelles (02).	24
Figure III-3: Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN].	24
Figure III-4 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN].	25
Figure III-5 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN].	25
Figure III-6 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN].	25
Figure III.7: schéma ferrailage Les planchers.	29

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.1.1 : schéma statique d'acrotère	33
Figure IV.1.2: schéma ferrailage d'acrotère.	34
Figure IV.1.3: Dimensions de l'escalier courant.	35
Figure IV.1.4: schéma ferrailage Les escaliers.	39
Figure IV.1.5: schéma ferrailage de Poutre palière.	41

Figure IV.2.1: Coupe sur balcons.....	41
Figure IV.2.2: Enrobage	42
Figure IV.2.3 : Schéma statique du balcon.....	43
Figure IV.2.4_: Section de calcul.....	43
Figure IV.2.5 : Schéma de ferrailage balcon.....	45

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1: Interface de l'Etabs.....	50
Figure V.2: Disposition des voiles.....	56

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI.1: Section de calcul en travée	68
Figure VI.2: Section de calcul en Appuis.....	70
Figure VI.3: Armatures transversales.....	73
Figure VI.4: Ferrailage des poutres Principales	75
Figure VI.5: Ferrailage des poutres Secondaires	76
Figure VI.6 Sollicitation sur les poteaux.....	77
Figure VI.7: Section de calcul.....	78
Figure VI.8: zone nodale [RPA99/2003.Fig.7.2].....	78
Figure VI.9: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	81
Figure VI.10: section de calcul	97

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII.1: Les sollicitations de calcul d'un voile.....	102
Figure VII.2: Les sections de calcul.....	102
Figure VII.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	103
Figure VII.4: Section du calcul de voile suivant l'axe xx.....	104
Figure VII.5: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.....	105
Figure VII.6: Dessin du ferrailage de voile.....	107

Chapitre VIII : Etude des fondations

Figure VIII.1: Semelle isolée	110
Figure VIII.2: Schéma statique du radier général.	111
Figure VIII.3: Panneau le plus sollicité.....	112
Figure VIII.4: Dimension de la poutre.	115
Figure VIII.5: Schéma des contraintes du sol.	118
Figure VIII.6: L'encrage de de la structure.....	120
Figure VIII 7: Enrobage	122
Figure VIII.8:Schéma statique du débordement	129
Figure VIII.9:Distribution des charges sur les poutres principales	131
Figure VIII.10:Distribution des charges sur les poutres secondaires.....	131
Figure VIII.11: Section de calcul	134
Figure VIII.12: Section de calcul en travée.....	134
Figure VIII.13: Section de calcul en appui	137
Figure VIII.14: Armatures transversales	140
Figure VIII.15: Dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis.....	142
Figure VIII.16: Dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée.....	142
Figure VIII.17: Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis.....	143
Figure VIII.18: Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée	143
Figure VIII.20: Ferrailage de la dalle de radier.....	144

Liste des tableaux

Chapitre I : Introduction et hypothèses de calcul

Tableau I.1: Valeurs de la limite d'élasticité f_e	4
--	---

Chapitre II : pré-dimensionnements et descente des charges

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des sections des poutres.....	8
Tableau II.2: Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges.....	13
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation....	16
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	19
Tableau II.5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V2003).....	20
Tableau II.6: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	20

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.1: Evaluation des charges	24
---	----

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.02.1: application numérique à l'ELU et à l'ELS.....	36
Tableau IV.03.2 Évaluation des charges	39
Tableau IV.02.3: ferrailage de la poutre.....	40

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1: Pénalités du facteur de qualité P_q	55
Tableau.V.2: Périodes, modes et facteurs de participation massique	58
Tableau.V 3: Vérification des déformations	60
Tableau.V.4: Vérification de l'effet($P - \Delta$) sens xx	61
Tableau.V.5: Vérification de l'effet($P - \Delta$) sens yy	62
Tableau.V.6: Tableaux des charges verticales portées par les voiles.....	63

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	67
Tableau VI.2: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.....	75
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts Tranchants.	81
Tableau VII.4: Tableau récapitulatif du ferrailage du poteau	97

Chapitre VII : Etude des voiles

Tableau VII.1: Les sollicitations de calcul du voile 104

Chapitre VIII : Etude des fondations

Tableau **VIII** 1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....116

Tableau **VIII**.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées 122

Tableau **VIII**.3: Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement 133

Tableau **VIII**.4: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement..... 133

Tableau **VIII**.5: Tableau récapitulatif des choix des armatures 139

Notations

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

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

Introduction générale

L'étude d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de cet édifice afin de garantir sa sécurité d'usage, tout en tenant compte des aspects esthétiques et économiques.

Pour cela, la construction verticale est privilégiée dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner le séisme. Chaque séisme important présente un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui engendre une amélioration du règlement.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins coûteux par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

CHAPITRE I

I- Introduction et hypothèses de calcul

I.1- Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2- Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est RDC et 7 étages, , le RDC abrite des locaux à usage commercial, et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F3 et F4.

L'ouvrage est implanté à Mostaganem (Kharouba) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) et de groupe d'usage 2.

I.3- Caractéristiques générales :

I.3.1- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimension en hauteur :

- la hauteur de niveau de RDC est :3,06m
- la hauteur du 1^{er} au 7^{ème} étage est :3,06 m
- la hauteur totale du bâtiment est : 24,48

Dimension en plan :

- la longueur totale du bâtiment en plan est : 20,20m
- la largeur totale du bâtiment en plan est : 9m

I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol assise de la construction est un sol meuble (Site3).L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et

- La contrainte admissible du sol : $sol \sigma = 2,5 \text{ bars}$
- L'absence d'une nappe phréatique

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

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

I.5- Les sollicitations :

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

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

- Caractéristique des matériaux :**I.6.1- Béton Armé :**

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- ✓ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- ✓ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- ✓ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.6.2- Le béton :**• Composition du béton :**

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

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

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- ciment utilisé CPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable400 litres / m³ (DS ≤ 0,5 mm) ;
- gravier800 litres / m³ ((de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- l'eau de gâchage160 à 180 litres / m³

- **Résistance du béton :**

- **À la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} ; \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 \text{ MPa}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- **À la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (en MPa)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Pour : $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}$; $f_{tj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}}$

- **Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$ Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} ; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

- **Contrainte limite de cisaillement** : [C.B.A 93/A5.1.2.1]

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min[3,34\text{MPa}; 4 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min[2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité** : [C.B.A 93/A2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} : \text{exprimée en MPa}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} : \text{exprimée en MPa}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\text{Donc : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa} \text{ et } E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I.6.3- L'Acier :

- **La limite d'élasticité f_e** :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e

Aciers	Nuances	f_e (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$
Barres H.A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS $\phi 4$ (15 × 15) cm ²

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type I limite d'élasticité ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa [C. B. A 93/A2. 2. 1]}$$

- **Contraintes limites :**

- **Etat limite ultime :** [C.B.A 93/A.4.3.2]

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (situations durables et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (situations accidentelles)}$$

- **Etat limite de service :** [C.B.A 93/A.4.5.3]

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min [0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}]$$

f_e : désigne la limite élastique des aciers utilisés ;

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa et

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration : } \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \end{cases}$$

CHAPITRE II

II. Pré-dimensionnement des éléments résistants De la structure

II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant

Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité

Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

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

- **Sollicitations horizontales :**

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

II.2- Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

- ❖ Critère de flèche:

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

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

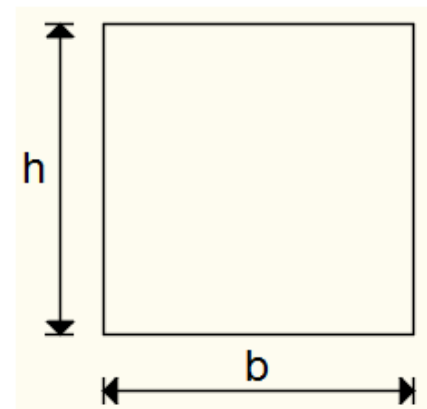


Fig. II.1: Section transversale d'une poutre.

- ❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b \geq 20\text{cm}$;
- $h \geq 30\text{cm}$ et
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$.

II.2.1- Poutres principales :

$$L_{\max} = 510^1$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=45cm**

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(30×45) cm²**.

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=45\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

II.2.2- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 425\text{cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28,33\text{cm} \leq h \leq 42,5\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=35cm**

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(30×35) cm²**.

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

• **Tableau II.1** : Tableau récapitulatif des sections des poutres :

Poutres principales (b×h) [cm ²]	Poutres secondaires (b×h) [cm ²]
(30×45)	(30×35)

II.3- Pré-dimensionnement des planchers :

II.3.1- Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisés à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)

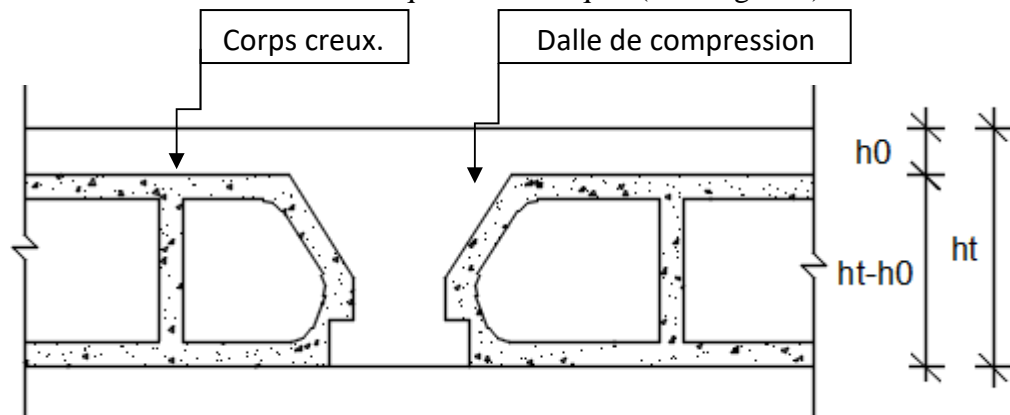


Fig. II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

ht : Epaisseur totale du plancher.

h0 : Epaisseur de la dalle de compression.

(h-h0) : Epaisseur du corps creux.

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

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

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

On a : $L_{\max} = (425-30) \text{ cm} = 395 \text{ cm}$

$L = 395 \text{ cm} \Rightarrow 15.80 \text{ cm} \leq h_t \leq 19,75 \text{ cm} \Rightarrow$

On prendra: $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

II.4- Descente de charges :

II.4.1- Plancher terrasse inaccessible :

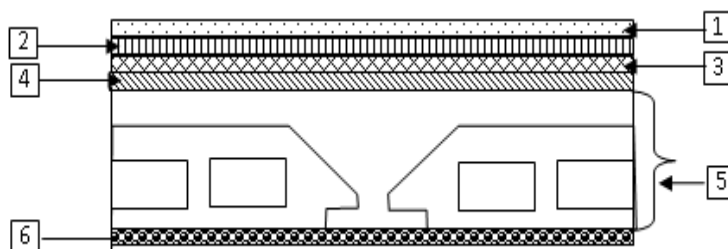


Fig. II.3 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

➤ Charges permanentes

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1- Protection gravillon	20	0,04	0,80
2-Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	22	0,135	2,97
4-Isolation thermique	4	0,04	0,16
5-plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,80
6- Enduit au ciment	18	0,015	0,27
			Totale : 7,12 KN/m²

➤ Charges permanentes : **G = 7,12 KN/m²**

➤ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible **Q = 1,00 KN/m²**

II.4.2- Plancher étage courant :

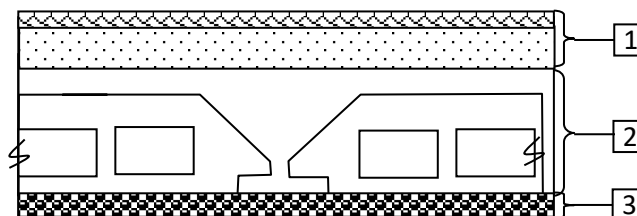


Fig. II.4 : Coupe transversale du plancher étage courant

➤ Charges permanentes:

Matériaux	P (KN/m ³)	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2-Planche à corps creux (16+4)	/	0,20	2,80
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4- cloisons légères	10	0,1	1,00
			Totale : 5.11 KN/m²

➤ Charges permanentes: **G = 5,11 KN/m²**

➤ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50 KN/m²**

II.4.3- Dalle pleine du RDC

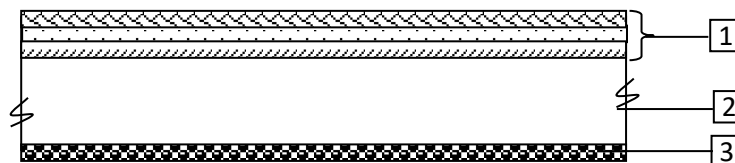


Fig. II.5 : Coupe transversale du plancher RDC.

➤ Charges permanentes :

Matériaux	P (KN/m ³)	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2- Dalle pleine en béton armé	25	0,16	4,00
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4- cloisons légères	10	0,1	1,00
			Totale : 6,31 KN/m²

➤ Charges permanentes: **G = 6,31 KN/m²**

Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 2,50 KN/m²**

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

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m ²]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m ²]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/mL]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/mL]
Plancher terrasse	Inaccessible	7,12	1	11,112	8,12	0,6	6,6672	4,872
1 ^{ère} → 7 ^{ème} étage	Habitation	5,11	1.5	9,1485	6,61	0,6	5,4891	3,966
R.D.C	Habitation	6,31	2.5	12,2685	8,81	1	12,2685	8,81

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

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

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

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

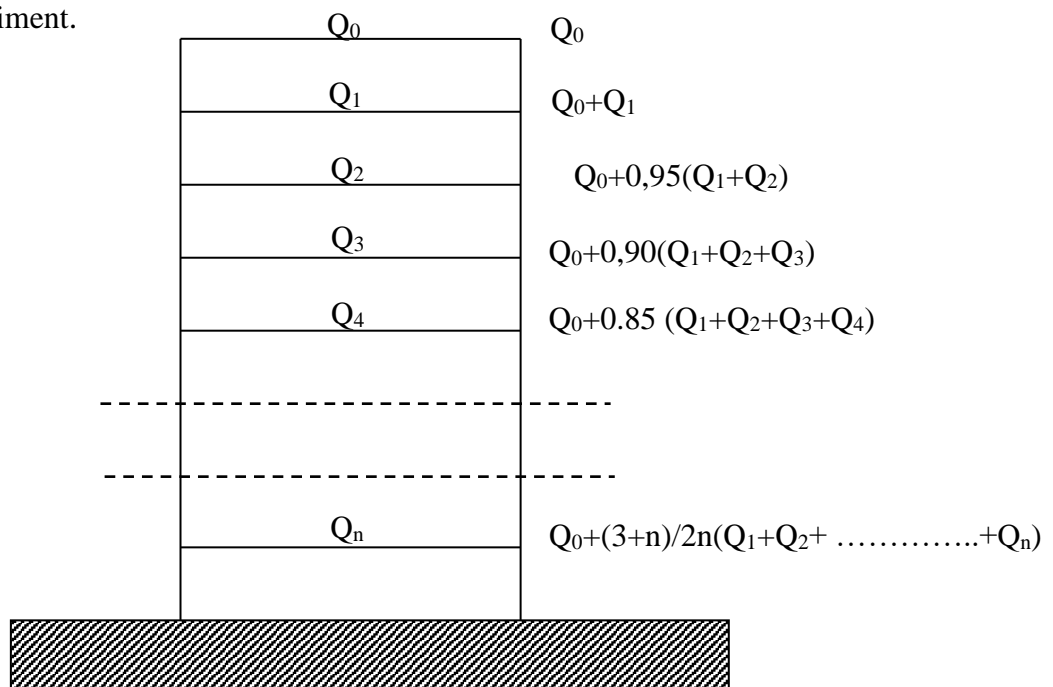


Fig. II.6: Schéma de la loi de dégression

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

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

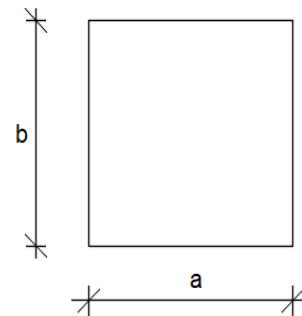
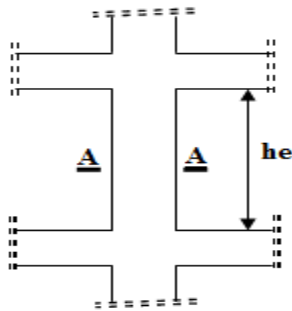


Fig. II.7: Schéma représentatif d'un étage courant

Coupe A-A :

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

Avec :

he : hauteur libre de l'étage.

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

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

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

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

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

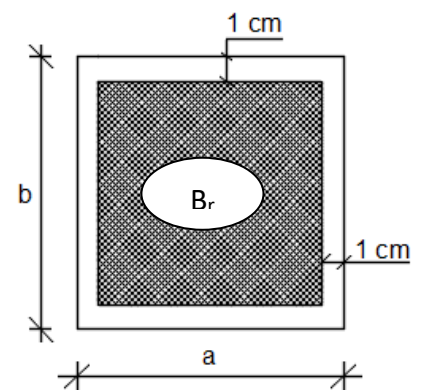


Fig. II.8 : Section réduite du béton.

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

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

f_e : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ; $f_e = 400$ MPa ;

A : Section de l'armature à mettre en place et

α : Coefficient dépendant de l'élancement λ

➤ La formule générale donne :

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

On prend : $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$ (Zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$

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

$$\lambda \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

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

$$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times \left(\frac{0,8}{100} \right) \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,6613690 N_u \longrightarrow B_r \geq 0,6613690 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en [cm²] ; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a=b$

➤ Condition de flambement :

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

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

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

B : Aire de la section du béton seul.

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

$L_f = 0,7 \times L_0$; avec L_0 : Longueur libre du poteau.

- Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation

NIVEAU	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
Haut 7 ^{ème} étage	7,12	1
Haut 6 ^{ème} étage	12,23	2,5
Haut 5 ^{ème} étage	17,34	3,85
Haut 4 ^{ème} étage	22,45	5,05

Haut 3^{ème} étage	27,56	6,10
Haut 2^{ème} étage	32,67	7
Haut 1^{er} étage	37,78	7,75
Haut RDC	42,89	8,50

➤ exemple de calcul : (niveau 7^{ème} étage)

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (5,10/2 + 3,50/2) \times (4,25/2 + 4,25/2) = \mathbf{18,275 \text{ m}^2}$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,45 = \mathbf{3,375 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 = \mathbf{2,625 \text{ KN/mL}}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (5,10/2 + 3,50/2) = \mathbf{4,3 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (4,25/2 + 4,25/2) = \mathbf{4,25 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}(pp)} + p_s \times L_{\text{af}(ps)} = (4,3 \times 3,375) + (4,25 \times 2,625) \Rightarrow \mathbf{P_t = 25,66875 \text{ KN}}$$

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

$$N_P = 1,35 \times 29,1 \times 1 \Rightarrow \mathbf{N_P = 34,6529 \text{ KN}}$$

- Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = 7,12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 7,12) + (1,5 \times 1)] \times 18,275 \implies N_{\text{plancher}} = 203.0718 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_P) = 1,15 \times (203,0718 + 34,6529)$$

$$\implies N_u = 273.39 \text{ KN.}$$

- La section réduite de béton : $Br \geq 0,6613690 \times N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 273,39 = 180,8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 180,8 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{180,8} + 2 \implies a=b= 15,44 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(30X30) cm²** pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivantes :

Remarque :

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

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

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$ (zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \left(\frac{h_e}{20}\right)$ Avec : h_e = hauteur libre de l'étage
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$.

- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$ (zone IIa)
 - $\text{Min}(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$
 - $0,25 < \left(\frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1\right) < 4$
- } \implies Conditions vérifiées

❖ Condition de flambement :

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

Tableau II .4: Tableau récapitulatif des sections des poteau.

H	NIVEAU	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Nu (pp+ps) [KN]	Nu Poteau [KN]	Nu plancher [KN]	Nu [KN]	Br [cm]	A [cm]	Choix [cm]	Vérification RPA [cm ²]	Vérification flambement
3,06	7 ^{ème} étage	7,12	1	38,3	-	203,07	241.37	159.63	14,63	30	17,94	24,70
3,06	6 ^{ème} étage	12,23	2,5	76,59	9.29	370,26	370.26	301.68	19,37	35	24,66	21,18
3,06	5 ^{ème} étage	17,34	3,85	114,89	21,95	533,34	533.34	443.23	23,05	35	29,89	21,18
3,06	4 ^{ème} étage	22,45	5,05	153,19	34,60	692,30	692.30	582.06	26,13	40	34,26	18,53
3,06	3 ^{ème} étage	27,56	6,10	191,48	51,12	847,16	847.16	720.74	28,85	40	38,12	18,53
3,06	2 ^{ème} étage	32,67	7	229,79	67,65	997,9	997.90	856.69	31,27	45	41,56	16,47
3,06	1 ^{ème} étage	37,78	7,75	268,09	88,56	1144,53	1,144.53	992.83	33,51	45	44,74	16,47
3,06	RDC	42,89	8,5	306,39	109,47	1291,16	1,291.16	1,152.27	35,95	50	48,20	14,82

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

Tableau II .5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

Niveaux	Poteaux	Condition(1)	$\frac{h_e}{20}$ [cm]	Condition(2)	$\frac{a}{b}$	Condition(3)
		$\min(a,b) \geq 25 \text{ cm}$		$\min(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
7ème étage	30X30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
6ème étage → 5ème étage	35X35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
4ème étage → 3ème étage	40X40	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
2ème étage → 1ème étage	45X45	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
RDC	50X50	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée

Tableau II .6: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

a	b	Niveaux	Poteaux [cm ²]	L0 [cm]	Lf [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	I [cm]	λ	$\lambda \leq 35$
30	30	7ème étage	30X30	306	214,2	67500,00	900	8,66	24,70	C V
35	35	6ème étage → 5ème étage	35X35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	21.18	C V
40	40	4ème étage → 3ème étage	40X40	306	214,2	213333,33	1600	11.54	18.18	C V
45	45	2ème étage → 1ème étage	45X45	306	214,2	341718,75	2025	12.99	16.47	C V
50	50	RDC	50x50	408	214,2	520833,33	2500	14,43	14.48	C V

II.6- Pré-dimensionnement des voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

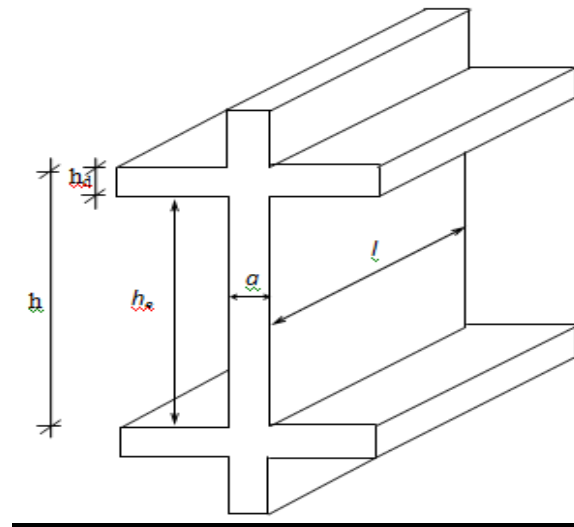


Fig. II.9: Coupe sur voile en élévation.

II.6.1- Voiles de contreventement :

Dans l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. II.12).

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

Avec ; h_e : Hauteur libre d'étage $\rightarrow h_e = h - h_d$

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

- $e \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{306 - 20}{20} = 14,30 \text{ cm}$

On prendra : **e = 20cm**

III. Etude des planchers

III.1 Introduction

Les poutrelles sont calculées en section en **T** comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge **Q**. Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (**M**, **V**) par la méthode de **RDM (méthode des 3 moments)** pour les éléments (**poutre continue**) on utilise :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.2 La méthode forfaitaire

Domaine d'application:

La méthode forfaitaire s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Admission des petites fissures au niveau des appuis.
- L'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge Permanente et **5 kn/m² Q ≤ max {2G, 5 Kn/m²}**.
- Les éléments des poutres ont une section constante (même inertie).
- Le rapport d'une sur les portées voisines est compris entre 0.8 et 1.25 : $0.8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i-1}}, \frac{L_i}{L_{i+1}} \right) \leq 1.25$

III.2.1 Principe de la méthode :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison ».
- M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée.
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges α permanentes et des charges d'exploitation: $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$.
- Les valeurs des moments M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Dans le cas général}$$

$$2) \quad M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

$$3) \quad M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

III.2.2 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2G = 11.72 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les moments d'inertie constante..... **Condition vérifiée**

$$0.8 \leq \frac{4.10}{4.25} = 0.964 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable **Condition vérifiée**

L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position ... **Condition vérifiée**

Type des poutrelles :

Type 01:

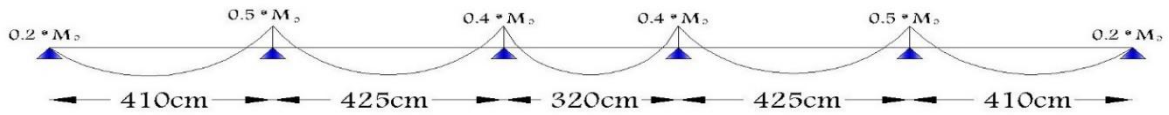


Figure III-1 : schéma de Type des poutrelles (01)

Type 02 :

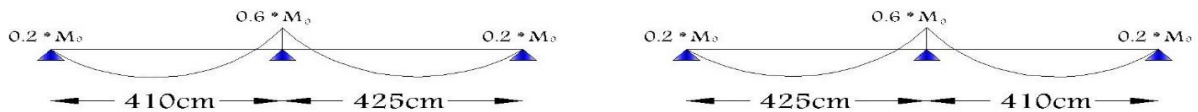


Figure III-2 : schéma de Type des poutrelles (02)

Charges et surcharges:

Plancher	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	qu= (1.35G+1.5Q)	qs= (G+Q)
Terrasse	6.25	1.00	9.93	7.25
Courant	5.12	1.50	8.72	6.62

Tableau III-1: Évaluation des charges.

Pour chaque des poutrelles :

$$Q_u = 0.65 * q_u = 0.65 * 9.93 = 6.45 \text{ kn/m}$$

$$Q_s = 0.65 * q_s = 0.65 * 7.25 = 4.71 \text{ kn/m}$$

Type 01:

ELU

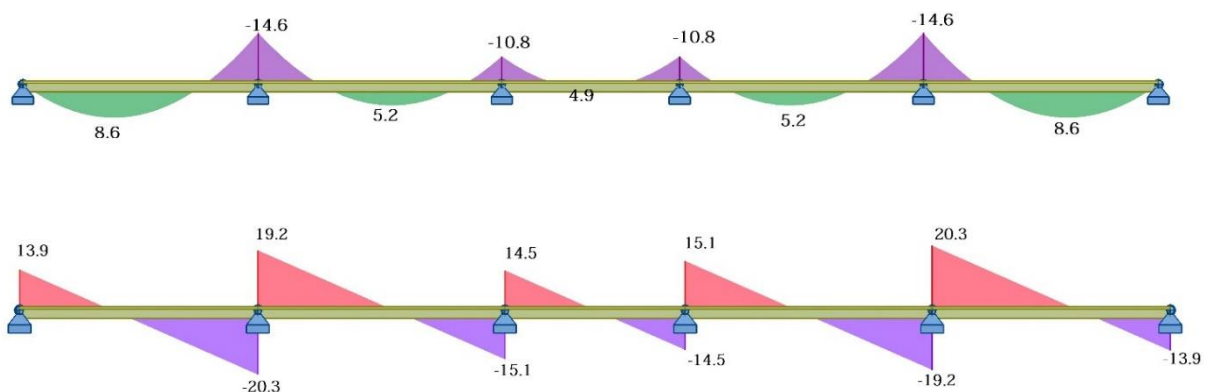


Figure III-3: Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN]

ELS

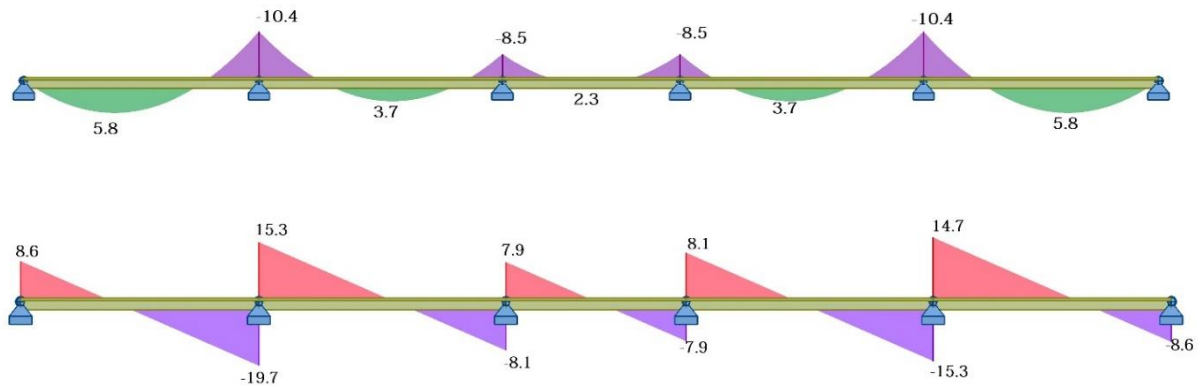


Figure III-4 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN]

Type 02:

ELU

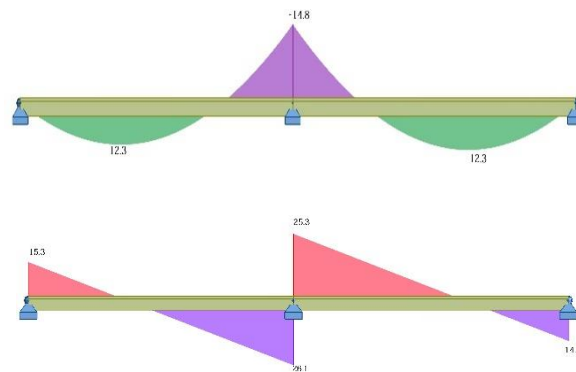


Figure III-5 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN]

ELS

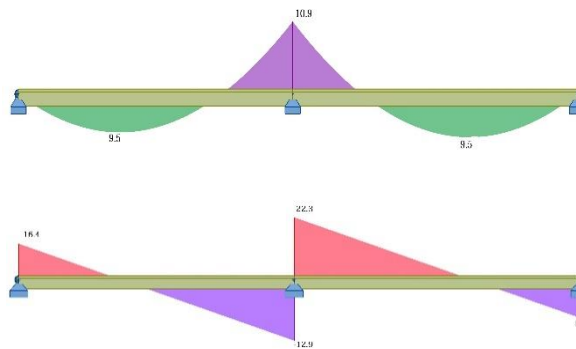


Figure III-6 : Diagramme de moment en [KN.m] et de l'effort tranchant en [KN]

III.2.3 Calcul du ferrailage:

Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U:

Le calcul des sections en forme de T é s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tu} = b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 65 * 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) 14.17 * 10^3 = 71.381 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{max} = 12.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 71.381 \text{ KN.m} > M_{tu \text{ max}} = 12.8 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{t \text{ max}} < M_{tab}$ le moment extérieur équilibre par une partie ou la totalité de la table de compression qui a une largeur constante b.

Conclusion1: la section en T est calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur h (65×20).

En appuis :

$$M_{max} = 14.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t \text{ max}} < M_{tab}$$

Conclusion 2: la table entièrement tendus, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur b et hauteur h (65×20).

Armatures longitudinales:

• **En travée :**

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{12.8*10^3}{0.65*230^2*14.17} = 0.026$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.8}{8.9} = 1.34$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma + 45 * f_{c28} - 3060 \rightarrow u_{lu} = 0.2812$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ (Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.12$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.032) = 0.15 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{12.8*10^3}{0.15*347.8} = 245.3 \text{ mm}^2 = 2.453 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{0.18*10*2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors en prend : } A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arél} = A_u = \mathbf{2HA14} = \mathbf{3.08 \text{ cm}^2}$$

En appuis :

$$M_{max} = 14.8 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{14.8*10^3}{0.65*230^2*14.17} = 0.030$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.8}{10.90} = 1.35$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma + 45 * f_{c28} - 3060 \rightarrow u_{lu} = 0.2812$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ (Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.038$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.038) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{14.8 \cdot 10^3}{0.17 \cdot 347.8} = 250.3 \text{ mm}^2 = 2.503 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{0.18 \cdot 10 \cdot 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Alors on prend : $A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.50 \text{ cm}^2$

Arél = Au = 1HA12+1HA14 = 2.67 cm²

Diverses vérifications:

Vérification des contraintes

Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$

Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\} = 3.33 \text{ Mpa}$

Vérification à L'ELS:

En Travée:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 4.50 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.50 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 234.6 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 9.45 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 9.45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 191.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 500 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{20.3 \cdot 10^3}{650 \cdot 180} = 0.173 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âme [B.A.E.L 91 A.7.2.2] :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t\right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\left\{\frac{200}{35}, 65, 10\right\} \rightarrow \phi_t \leq 5.714 \text{ mm}$$

On choisit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement de cadres [B.A.E.L 91 A.5.2]:

$$S_t \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(16.2, 40)$$

Donc : $S_t \leq 16.2 \text{ cm}$

On choisit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de flèche:

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \max\left\{\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right\} \Rightarrow 0.06 \geq \max\left\{\frac{1}{16}; \frac{12.6}{10 \cdot 12.8}\right\} = 0.09 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\triangleright \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.00627 \leq 0.015 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la flèche :

- \triangleright Flèche admissible : $f_{admi} = \frac{1}{500}(L = 4.25 \text{ m} < 5 \text{ m})$.
- \triangleright Flèche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm).
- \triangleright Flèche due aux charges totales : f_{gp} (mm).
- \triangleright Flèche totale : Δf_{tm} (mm).

Calcul des caractéristiques géométriques de la section considérée :

Position de l'axe neutre :

$$T = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - (15 \cdot A)(d - h_0) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$$T = 24.4 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre dans la table ;}$$

$$B \cdot y^2 + 30 A \cdot y + 30 \cdot d \cdot A = 0 \Rightarrow Y_1 = 3.94 \text{ cm} .$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y_1)^2 = 9036.76 \text{ cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène (I0) :

$h_0 = 4 \text{ cm} > Y_1 = 3.94 \text{ cm}$ et l'axe neutre dans la table \Rightarrow comportement en section rectangulaire de largeur b.

$$V_1 = \frac{\sum r_i x_i}{\sum r_i} = \frac{(b \cdot h) \frac{h}{2} + (15A)d}{(b \cdot h) + (15A)} = 10.139 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + 15 A (d - V_1)^2 = 68883.14 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = 3.48 \text{ Avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.0131$$

$$\lambda_1 = 3.48 \text{ Mpa} ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_1 = 1.39 \text{ Mpa}$$

$$g = 498 \times 0.65 = 323.7 \text{ kg /ml}$$

$$j = 398 \times 0.65 = 258.7 \text{ kg /ml}$$

$$p = (498 + 150) \times 0.65 = 421.2 \text{ kg /ml}$$

Les moments: $M_g = g \frac{L^2}{8} = 783.353 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$M_j = j \frac{L^2}{8} = 626.045 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_p = p \frac{L^2}{8} = 1026.564 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Les contraintes fictive:

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15 M_g (d - y)}{I_x} = 182.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15 M_j (d - y)}{I_x} = 146.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15 M_p (d-y)}{I_x} = 239.58 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu_g = 0.685 \quad \mu_J = 0.623 \quad \mu_p = 0.749$$

Les moments d'inerties fictives :

$$I_{fi} = \frac{1 \cdot 1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; \quad I_{fv} = \frac{1 \cdot 1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_{fi}(g) = 20356.74 \text{ cm}^4 ; \quad I_{fv}(g) = 21743.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = 36890.825 \text{ cm}^4 ; \quad I_{fi}(p) = 33723.132 \text{ cm}^4$$

La flèche : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}$

$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_v I_{fv}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fi}} ; \quad f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{fi}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$f_{gv} = 0.397 \text{ cm} ; \quad f_{ji} = 0.185 \text{ cm} ; \quad f_{pi} = 0.0303 \text{ cm} ; \quad f_{gi} = 0.0231 \text{ cm} ;$$

$$\Delta f = 0.39 + 0.18 + 0.030 + 0.023 = 0.63 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.4- Schéma de ferrailage:

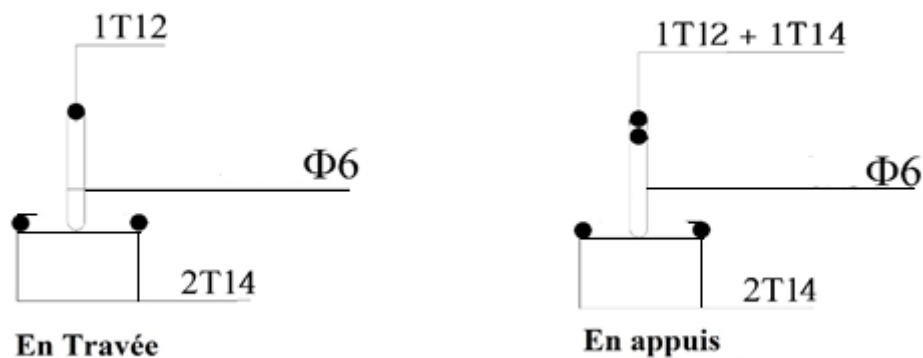


Figure III.7: schéma ferrailage Les planchers.

CHAPITRE IV

IV. Etude des éléments secondaires

IV. 1-Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

IV.2-Calcul des éléments non structuraux :

IV.2.1 Etude de L'acrotère :

IV.2.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

Principe de calcul :

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

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

Évaluation des charges:

Charge permanente : $G = 2.20 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

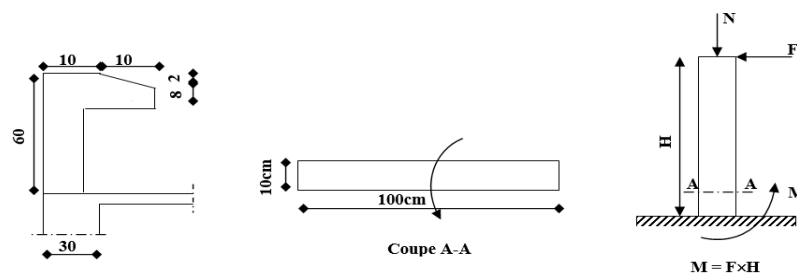


Figure IV.01 : schéma statique d'acrotère.

IV.2.1.2 Détermination de l'effort due au séisme :

$F = \max(F_p, F_q)$ Avec : $F_p = 4 * A * C_p * W_p$ (R.P.A 99 version 2003 p 43).

A: coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale

F_q : la poussée horizontale $F_q = 1$ KN/ml.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

Calcul des sollicitations :

Poids propre : $W_p = 2.20$ kn /ml

La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F_p, F_q)$.

$F_q = 1$ KN/ml : poussée de la main courante.

$F_p = 4A \times C_p \times W_p$: la force sismique.

$A = 0.15$ zone IIa et groupe d'usage 2, Suivant le (tableau 4-1 de RPA99V2003).

$C_p = 0.8$ élément de console (tableau 6.1 de RPA 99).

$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.20 = 1.056$ KN/ml.

$Q = \max(1 ; 1.056)$

$Q = 1.056$ KN/ml.

Moments est efforts normaux :

- Calcul a E.L.U: $N_U = 1.35 * W_p$
 $M_U = 1.5 * F_p * h$
- Calcul a E.L.S: $N_S = W_p$
 $M_S = F_p * h$

IV.2.1.3 Ferrailages :**Calcul d'excentricité :**

$$M_U = N_U * e_U \Rightarrow e_U = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.95}{2.97} = 0.32 \text{ m}$$

$$M_S = N_S * e_S \Rightarrow e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.63}{2.2} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$$(e_U, e_S) > e_0 .$$

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{au} = N_U * e_a$ avec (e_a)

la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{Avec} \quad d = 0,6 * h_t = 0,09 \text{ m}$$

$$e_a = 0,32 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,33 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier Alu puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 * \sigma} = (cm^2)$$

$$M_{Ua} = N_U * e_a = 2,79 * 0,32 = 0,95 \text{ kn.m}$$

Moment réduit fictif :

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0,95 * 10^3}{100 * 6^2 * 14,17} = 0,018$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{0,95}{0,63} = 1,5$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0,3340$$

$$u_{bu} < u_{lu} \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0,023$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,09 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{10 * 6 * 2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Alors on prend :

$$A_{rel} = A_{min} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2,51 cm^2}$$

L'espacement des armatures principales sera de 20 cm

Armature de répartition (article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99):

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = \mathbf{3HA8} = \mathbf{1,51 cm^2}$$

Vérification à l'E.L.S :

État limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre : ($A' = 0$)

$$b + y^2 + 30 * A * y - 30 * d * A = 0 \Rightarrow y = 2,05 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2] = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0,75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

État limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} (d - y) = 34.78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d)$$

Avec : $V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5 \cdot 1.056 = 1.584 \text{ KN/ml}$

$$\tau_u = \frac{1.584}{1000 \cdot 60} = 0.0264 < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{15 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversable, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

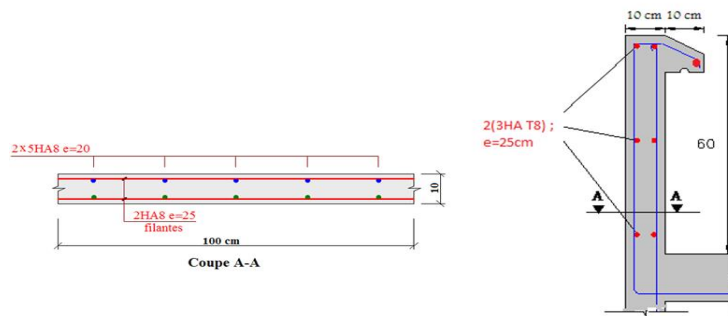


Figure IV.02: schéma ferrailage d'acrotère.

IV.2.2 Les escaliers :

IV.2.2.1 Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction .la cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés est sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

IV.2.2.2 calcul des moments max et efforts tranchants max :

Évaluation des charges :

Changement	Poids volémique pour m ² (kN\m ³)	Surface pour m ²	La charge KN\ ml
Poids propre de la paillasse e = 12 cm	25	$\frac{1 \times 0,12}{\cos 23,53}$	3,44
Poids propre de contre marche e = 17 cm	25	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	2,125
Carrelage e = 2 cm	22	0,02 × 1	0,44
Mortier e = 2 cm	20	0,02 × 1	0,40
Lit de salle e = 2 cm	18	0,02 × 1	0,35
Enduit du plâtre e = 2 cm	10	0,02 × 1	0,20
Carde corps	-	-	0.004

G dalle de la palissade = $6,959 \text{ KN/m}^2$

Chargement	Poids volumique (KN/ml)	Ep (m)	La charge (KN/ml)
Carrelage	22	0,02	0,44
Poids propre de palier	25	0,12	3
Lit de sable	18	0,02	0,35
Mortier de pose	20	0,02	0,04
Enduit de plâtre	5.45	0,02	1,09

G palier = $4,92 \text{ KN/m}^2$

Q palier = Q palisse = $2,5 \text{ KN/m}^2$

IV.2.2.3 Calcul des sollicitations:

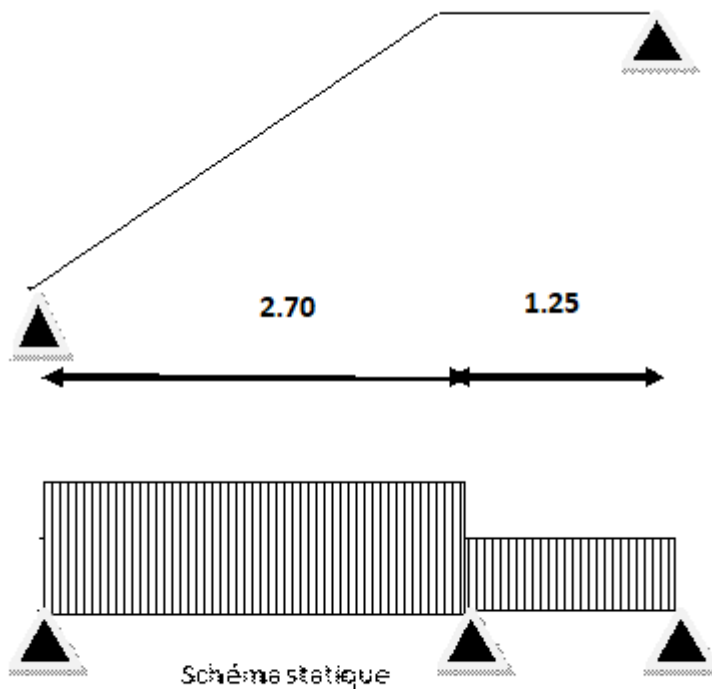


Figure IV.03: Dimensions de l'escalier courant.

IV.2.2.3 Calcul des sollicitations:**Paillasse :**

$$V_A = -V_B = \frac{ql}{2}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Moment sur appui : $M_a = 0.5M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

	M0 (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	V [KN]
E.L.U	15.32	7.66	13.02	22.87
E.L.S	11.03	5.51	9.37	16.46

Tableau IV.02.1: application numérique à l'ELU et à l'ELS.

IV.2.2.4 Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration considérée comme peu préjudiciable.

$$b = 1\text{ m} ; d = 0.13\text{ m} ; f_{bu} = 14.17\text{ Mpa}$$

En Travée :

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.02 \cdot 10^3}{1 \cdot 130^2 \cdot 14.17} = 0.054$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.02}{9.37} = 1.38$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.2999$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ (Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.0694$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.13 * (1 - 0.4 * 0.0694) = 0.126\text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{13.02 \cdot 10^3}{0.126 \cdot 347.8} = 258.33\text{ mm}^2 = 2.58\text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \cdot 13 \cdot 2.1}{400} = 1.56\text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.58\text{ cm}^2$$

Alors on prend :

$$A_{rel} = A_{min} = \mathbf{4HA10} = \mathbf{3.14\text{ cm}^2}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.79\text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01\text{ cm}^2}$ (T8 → ep=25cm.)

En appui:

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.66 \cdot 10^3}{1 \cdot 130^2 \cdot 14.17} = 0.054$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.02}{9.37} = 1.38$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.2999$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ (Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.0694$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.13 * (1 - 0.4 * 0.0694) = 0.126 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{13.02 * 10^3}{0.126 * 347.8} = 258.33 \text{ mm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 * 13 * 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Alors en prend :

$$A_{r\acute{e}l} = A_{min} = \mathbf{3HA12} = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = \mathbf{3HA 8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Diverses vérifications :

❖ **Vérification à E.L.S :**

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 6.943 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 6.943 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 116.92 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 8.158 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 8.158 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 199.42 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Palier :

$$b = 1 \text{ m et } d = 13 \text{ cm}$$

$$\text{Poids de garde-corps : } P_1 = 2,64 \text{ KN}$$

Combinaison des charges:

Calcul des moments : le moment isostatique est calculé par la relation suivante:

$$M_u = \frac{q * l^2}{2} + p * l \Rightarrow M_u = \frac{13.5 * 1.25^2}{2} + 2.64 * 1.25 = 13.85 \text{ kn.m}$$

$$M_s = \frac{q * l^2}{2} + p * l \Rightarrow M_s = \frac{9.64 * 1.25^2}{2} + 2.64 * 1.25 = 10.83 \text{ kn.m}$$

Effort tranchant est:

$$V_u = q * l + p \Rightarrow V_u = 13.5 * 1.25 + 2.64 = 19.52 \text{ kn}$$

$$V_s = q * l + p \Rightarrow V_s = 9.64 * 1.25 + 2.64 = 14.69 \text{ kn}$$

Ferraillage :

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{20.3 * 10^3}{1 * 130^2 * 14.17} = 0.084$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.3}{15.6} = 1.30$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.2999$$

$$u_{lu} > u_{bu} \text{ (Pas d'armature comprimée } A' = 0). \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * u_{bu}}) = 0.109$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z_b = 0.13 * (1 - 0.4 * 0.0694) = 0.124 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = \frac{20.3 * 10^3}{0.124 * 347.8} = 470.70 \text{ mm}^2 = 4.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 * 13 * 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Alors on prend :

$$A_{rel} = A_u = \mathbf{5HA12} = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = \mathbf{3HA 8} = \mathbf{1.51 \text{ cm}^2}$$

Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{23.56 * 10^3}{1000 * 130} = 0.18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à E.L.S :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 4.76 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.76 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y_1) = 164.9 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche:

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q * l^4}{8 * E * I} + \frac{P * l^3}{3 * E * I}$$

Avec : E : module de déformation déformée $E_{iv} = 32164,19 \text{ Mpa}$

I: moment d'inertie: $I = 28125 \text{ cm}^4$

$q_s = 9.03 \text{ KN/ml}$ $P_s = 2,64 \text{ KN}$

Donc $f = \mathbf{0,19 \text{ cm}}$

Flèche admissible (C.B.A 93) :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 0.4 \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} \geq f \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

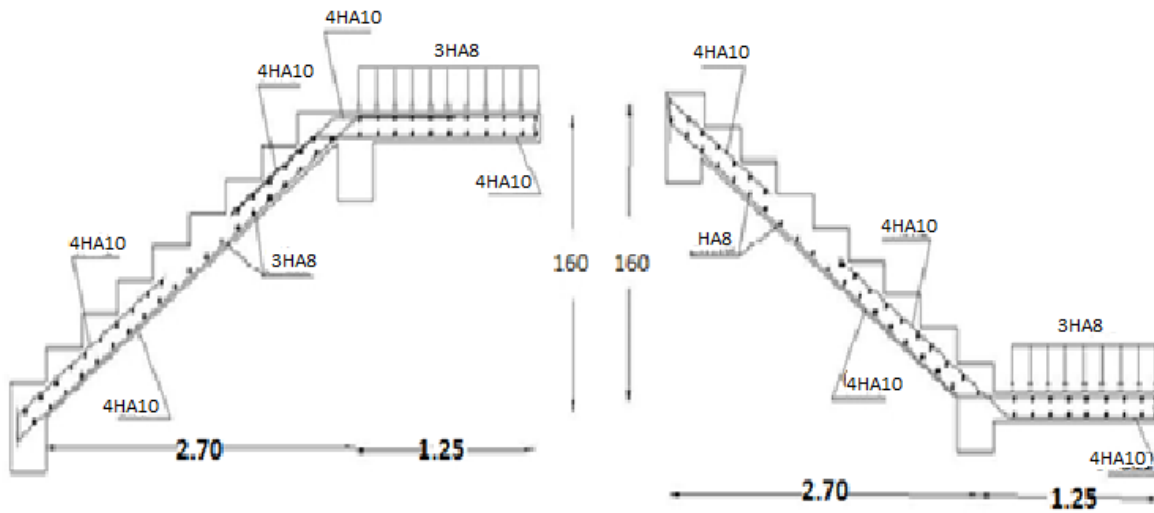


Figure IV.04: schéma ferrailage Les escaliers

- Poutre palière :

Évaluations des charges:

Poids propre : $G_p = 0.3 * 0.3 * 25 + (0.4 + 0.4) \times 0.3 = 2.49 \text{ KN/ml}$

Charge exploitation: $Q = 0.3 * 2.5 = 0.75 \text{ KN/ml}$

Charge ramené par les escaliers : $\begin{cases} R_u = 9.053 \text{ KN/ml} \\ R_s = 3.670 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Pondérations des charges:

E.L.U : $q_u = 1.35G_p + 1.5Q + R_u \rightarrow q_u = 13.215 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_s = G_p + Q + R_s \rightarrow q_s = 6.67 \text{ KN/ml}$

IV.2.3.1 Calcul les moments et l'effort tranchants:

	$M_0 = q * l^2 / 8 (\text{kn.m})$	$T = q * l / 2 (\text{kn})$	$M_a = 0,5M_0 (\text{kn.m})$	$M_t = 0,85M_0 (\text{kn.m})$
E.L.U	31.258	28.743	15.629	26.569
E.L.S	15.776	14.500	7.8830	13.410

Tableau IV.02.2: Évaluation des charges.

Le ferrailage de la poutre:

Matériaux	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Le choix	A _{réel} (cm ²)	A _{rep} (cm ²)	A _{rep} (cm ²)
Travée	2.96	0.978	4.5	3HA12	4.62	1.15	3 HA 08
Appui	1.70	0.978	4.5	3HA10	4.62	1.15	3 HA 08

Tableau IV.02.3: ferrailage de la poutre.

Diverses vérifications :

Vérification à E.L.S :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 5.93 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.93 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 121.59 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 3.48 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 3.48 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y_1) = 71.48 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{28.7437}{100 \cdot 27 \cdot 30} = 0.35 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âme: [B.A.E.L 91 A.7.2.2].

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{435}{35} ; 30 ; 10 \right\} \rightarrow \phi_t \leq 12.42 \text{ mm}$$

On choisit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des cours de cadres: [B.A.E.L 91 A.5.2]

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq \min \{ 24.3 ; 40 \}$$

Donc : $S_t \leq 24.3 \text{ cm}$ on choisit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de flèche:

Les règles (C.B.A93) stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \rightarrow \frac{30}{435} = 0.068 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \rightarrow \frac{30}{435} = 0.068 \geq \frac{13.41}{10 \cdot 7.88} = 0.017 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \rightarrow \frac{3.39}{30 \cdot 27} = 0.0004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

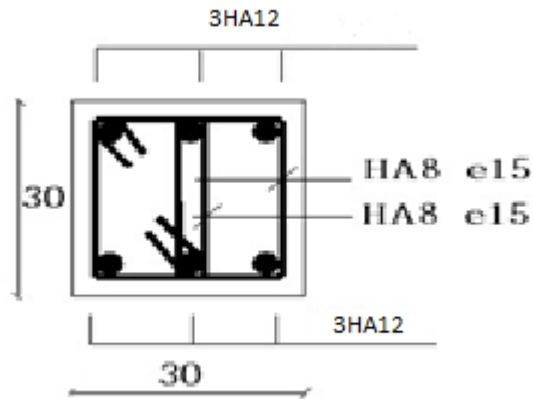


Figure IV.05: schéma ferrailage de Poutre palière.

IV.3- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propre : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge due au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte deux types de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée de $L = 1,10$ m et $L = 0,80$ m.

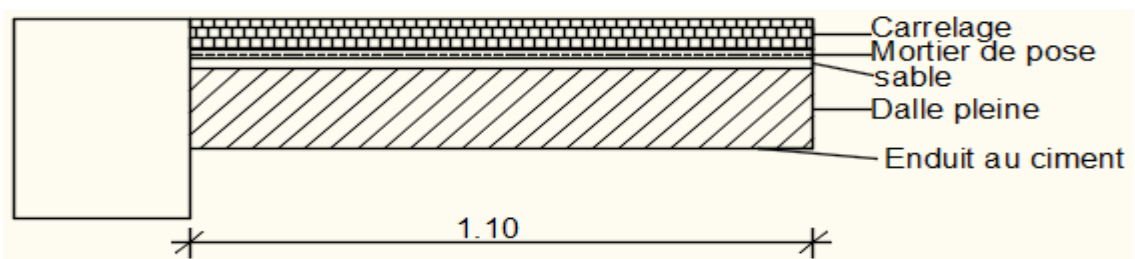


Fig.IV.3.1: Coupe sur balcons.

➤ Epaisseur du balcon :

On prend $h_d = 15$ cm

IV.3.1- Descente de charges :

- Charges permanentes :

Carrelage + mortier de pose +sable	1,04 [KN/m ²]
Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.15	3,75 [KN/m ²]
Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m ² /cm).....	0,27 [KN/m ²]

G =5,06 [KN/m²]

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1,00 = 5,06 \text{ KN/m}_L$

- Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : **Q = 3,50 KN/m²**

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{q} = Q \times 1,00 = 3,5 \text{ KN/m}_L$

- Calcul de la charge dûe au poids du mur :

Fig.IV.3.2 : Enrobage.

La charge dûe due au poids du mur sur le balcon: P

$P = G_m \times h$

Epaisseur du mur: $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (0,90 + 1,30 + 2 \times 18 \times 0,015) = 2,74 \text{ KN/m}$

Hauteur du mur: $h = 3,06 - 0,15 = 2,91 \text{ m}$

$P = 2,74 \times 2,91 = 7,97 \text{ KN} \Rightarrow P = 7,97 \text{ KN}$

Fissuration est considérée comme peu nuisible ($a = 1 \text{ cm}$).

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93).

$\varphi_{\max} < \frac{h_d}{10}$ avec $h_d = 15 \text{ cm}$

$\varphi \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow$ on prendra $\varphi = 10 \text{ mm}$

- Calcul de l'enrobage :

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

- Hauteur utile :

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

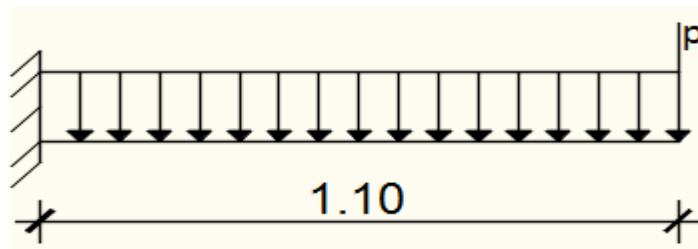


Fig.IV.3.3 : Schéma statique du balcon

- Moments fléchissant :

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

$M_u = - [1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}] \times \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$

$M_u = - [1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50] \times \frac{1,10^2}{2} - 1,35 \times 7,97 \times 1,10 \times 1,00$

$$M_u = -19,15 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = - \left[\bar{G} + \bar{q} \right] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00$$

$$M_{\text{ser}} = - [5,06 + 3,50] \times \frac{1,10^2}{2} - 7,97 \times 1,1 \times 1,00$$

$$M_{\text{ser}} = -13,95 \text{ KN.m}$$

IV.3.2- Calcul du ferrailage :

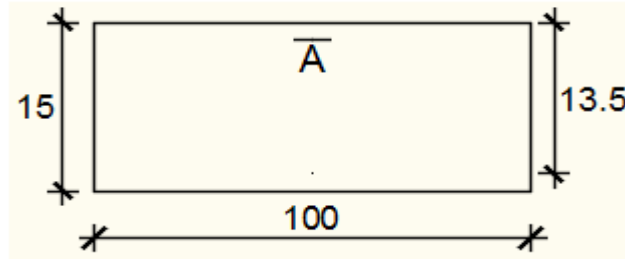


Fig.IV.3.4 : Section de calcul.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = 19150 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19150}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,096$$

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

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{19150}{348 \times 0,961 \times 13,5} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\text{min}} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 4,24 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6\text{T10}/\text{mL} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 16,67 \text{ cm}).$$

Remarque :

Pour des raisons pratique on prendra un espacement de 15 cm ($e=15\text{cm}$)

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = 13950 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{19150}{13950} = 1,37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,096 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- Conclusion:

$$\checkmark \quad \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$\checkmark \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$
(Aucune vérification pour (σ_s))
$$\Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,18 \text{cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T8/ml \longrightarrow A = 2,58 \text{cm}^2/ml$$

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

IV.3.3- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = (1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50) \times 1,10 + 1,35 \times 7,97$$

$$T_u^{\max} = 24,048 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{24048}{100 \times (100 \times 13,5)} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$$\Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

IV.3.4- Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,76}{100 \times 13,5} = 0,0035 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

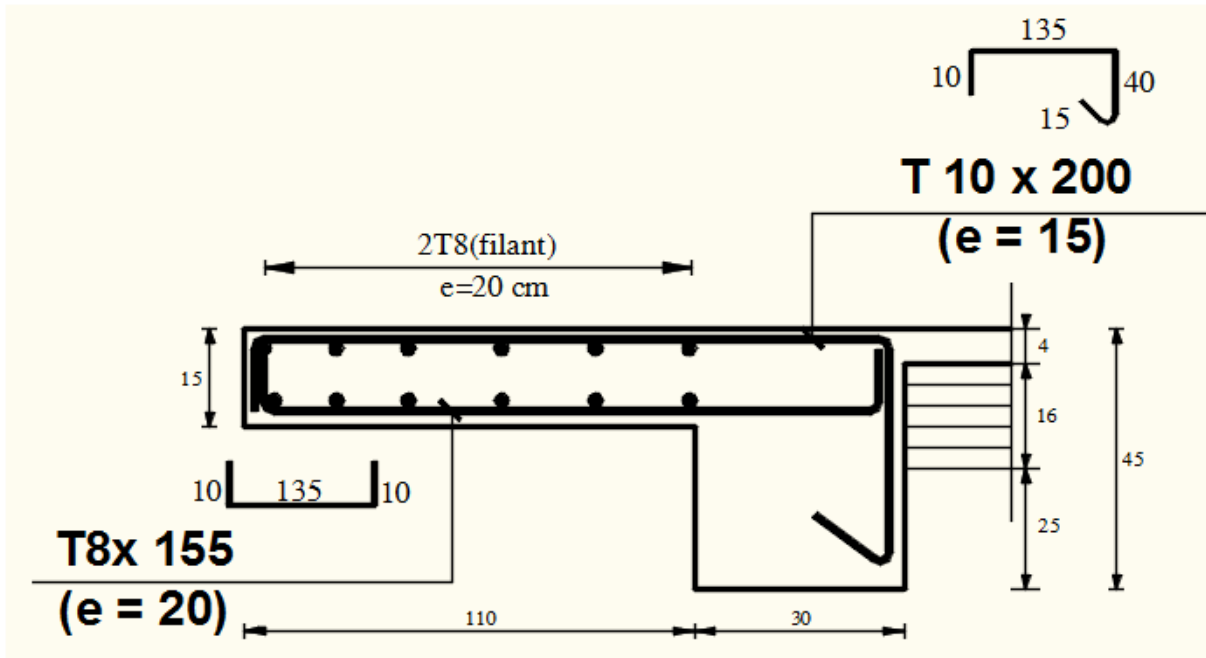


Figure IV.3.5 : Schéma de ferrailage balcon

CHAPITRE V

V. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1- Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **ETABS** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

V.2- Niveau d'application de l'action sismique :

L'action sismique a l'originalité d'être un chargement défini par un mouvement du sol en surface. Dans ce cas, l'action sismique est directement appliquée au niveau de la base de structure. Le niveau du sous-sol est considéré comme **une boîte rigide dans le sol**.

V.3- Modélisation :

A. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique, possédant un nombre infini de degré de liberté (**DDL**) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

B. Modélisation de la rigidité :

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds.
- Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

C. Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la quantité βQ (imposée par le **L'RPA99/Version2003**), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas $\beta = 0.2$). [**RPA99/V2003-Tableau4.5**]
 $W = G + \beta Q$ [**Formule 4.5**]
- La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir : **2.5t /m³**.

V.4- Présentation du logiciel « ETABS » :

L'Etabs est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une très large variété de structures.

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis et possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur, notamment :

- Il donne plusieurs possibilité de création du modèle ;
- Il calcul automatiquement le centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Il contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « **vérifier structure** » et
- Il permet aussi, un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques détaillés, comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant **M**, efforts tranchants **T**, efforts normaux **N** et contraintes **G**).

V.4.1- Etapas de la modélisation :

Pour la modélisation ; nous avons suivi les étapes suivantes :

1. opter pour un système d'unités (KN ; m).
2. définition de la géométrie de base.
3. Définition des matériaux.
4. Définition des sections.

5. Définition de l'élément dalle.
6. Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
7. Définition des charges à appliquer.
8. Introduction du spectre de réponse à appliquer.
9. Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes:

[RPA99/V2003-Article5.2]

$$C1 : G+Q$$

$$C2 : 1,35G+1,5Q$$

$$C3 : G+Q+Ex$$

$$C4 : G+Q+Ey$$

$$C5 : G+Q-Ex$$

$$C6 : G+Q-Ey$$

$$C7 : 0,8G+Ex$$

$$C8 : 0,8G+Ey$$

$$C9 : 0,8G-Ex$$

$$C10 : 0,8G-Ey$$

10. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
11. Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
12. Définir les conditions aux limites :
13. lancer l'analyse.
14. Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, les taux de participation de la masse pour avoir si le nombre de modes choisis est suffisant.

Visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections

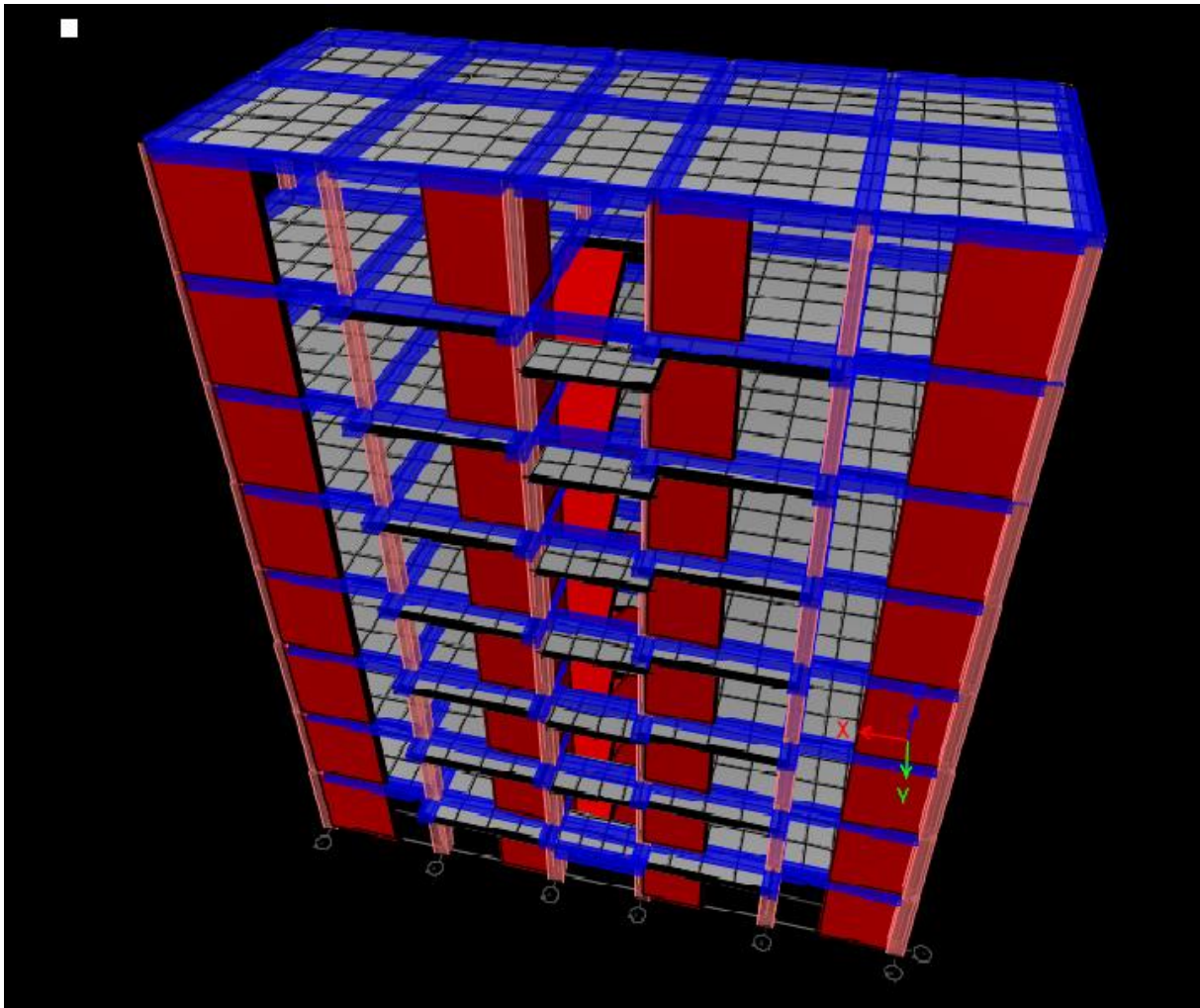


Fig.V.1 : Interface de l'Etabs.

V.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003 :

V.5.1- Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]

Wilaya de Mostaganem : groupe de communes C La zone est de : Zone II-a.

V.5.2- Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective et commercial, il sera classé en Groupe 2.

V.5.3- Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

V.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 : [RPA99/V2003-Article4.1]**V.6.1- Méthodes utilisables : [RPA99/V2003-Article4.1.1]**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 modifié en 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

VI.6.2- Méthode statique équivalente :

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [RPA99/V2003-Article4.1.2]**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation.
[RPA99/V2003-Article 3.5]

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.6.3- La méthode 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 permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales à 90%.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

V.7- Méthode dynamique modale spectrale :

V.7.1- Spectre de réponse de calcul :

Selon Le **RPA99/Version2003** ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul : [RPA99/V2003-Formule 4-13]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

g : Accélération de la pesanteur ; **g=9,81m/s²**

η : Facteur de correction d'amortissement.

η : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement global de la structure ; Sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

• Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{[RPA99/V2003-Formule 4-2]}$$

- **Périodes caractéristiques T_1, T_2 :**

Pour un site type S_3 : $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.5 \text{ s}$ [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

- **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,88\dots (\xi = 7\%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense) [RPA99/V2003-Tableau 4.2]

$\eta = 0.88$

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99.

- T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$h_N = 24.48m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 20,20 \text{ m}$$

$$D_y = 9,00 \text{ m}$$

$$T_1 = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T_1 = 0,05 \times (24,48)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T_1 = 0,55 \text{ s}$$

$$T_2 = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

➤ **Sens X-X :**

$$h_N = 24,48 \text{ m}$$

$$D_x = 20,20 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{20,20}} \Rightarrow T_x = 0,49 \text{ s}$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2 (S_3) = 0,5 \text{ s}$$

$$0 \leq T_x = 0,49 \text{ s} < T_2 = 0,5 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta \quad \text{Avec : } \eta = 0,88$$

$$D_x = 2,2$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$h_N = 24,48 \text{ m}$$

$$D_y = 9 \text{ m}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{9}} \Rightarrow T_y = 0,73 \text{ s}$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2 (S_3) = 0,5 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T_x = 0,73 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Avec : } \eta = 0,88$$

$$D_y = 1,71$$

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

$$T = \min\{0,73s; 0,49s; 0,55s\}$$

$$T=0,49s$$

- **Coefficient d'accélération de zone A** : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A= 0,15**

- **Coefficient de comportement R** : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

Le contreventement mixte avec interaction (**R =3.5**)

- **Facteur de qualité Q** : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q = 1 + ΣP_q** [Formule 4.4]

P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

Tableau : V.1: Pénalités du facteur de qualité **P_q**

Critère « q »	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Avec :

P_q = 0,05 ou 0,10 → Non observée, **P_q = 0** → Observée

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0,35 = 1,35$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0,35 = 1,35$$

$$Q_x = Q_y = 1,35$$

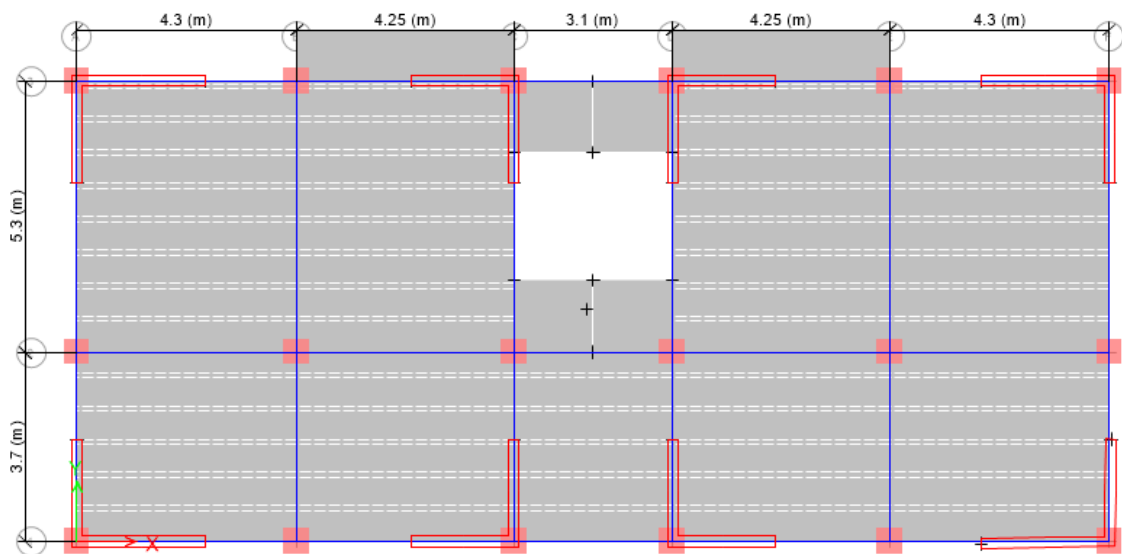


Fig.V.2 : Disposition des voiles.

V.8- Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :

V.8.1- Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, c'est-à-dire : $V_t > 0,8 V$.

V.8.2- Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article4.2.3]

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

W : Poids total de la structure

❖ **Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs :

$$W = 28565.9219 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_s^x = \frac{0,15 \times 2.2 \times 1,35}{3,5} \times 28565.9219 \Rightarrow V_s^x = 3636,0337 \text{ KN}$$

$$V_s^y = \frac{0,15 \times 1.71 \times 1,35}{3,5} \times 28565.9219 \Rightarrow V_s^y = 2826,18988 \text{ KN}$$

V.8.3- Périodes et facteurs de participation modale :

- **Nombre de modes à considérer** : [RPA99/V2003-Article 4.3.4]

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k est la période du mode K.

$$N = 8 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{8} = 8,48 \Rightarrow K = 20 \text{ modes.}$$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 18 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%.

Tableau .V.2 : périodes, modes et facteurs de participation massique :

Mode	Periode [sec]	UX	UY	Sum UX [%]	Sum UY [%]
1	0.662	0.0022	0.6667	0.0022	0.6667
2	0.598	0.6402	0.0045	0.6424	0.6712
3	0.513	0.034	0.007	0.6763	0.6782
4	0.156	0.00001	0.1801	0.6763	0.8583
5	0.136	0.1836	0.00001	0.86	0.8583
6	0.114	0.0004	0.0002	0.8603	0.8585
7	0.076	0	0.0002	0.8603	0.8587
8	0.074	0	0.0028	0.8603	0.8616
9	0.071	0	0.0065	0.8603	0.868
10	0.065	0.000001	0.0067	0.8603	0.8748
11	0.062	0.000001	0.0541	0.8603	0.9289
12	0.057	0.0000006	0.000002	0.8603	0.9289
13	0.056	0.0678	0.000002	0.9282	0.9289
14	0.05	0.000001	0.0001	0.9282	0.9289
15	0.049	0.0001	0	0.9282	0.9289
16	0.048	0.0012	0	0.9294	0.9289
17	0.048	0.0004	0	0.9298	0.9289
18	0.046	0.0009	0	0.9308	0.9289
19	0.046	0.0009	0	0.9317	0.9289
20	0.044	0	0.000003	0.9317	0.9289

V.8.4- Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad [\text{RPA99/V2003} - \text{Formule 7.2}]$$

Où

V : Effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

B_c : section du poteau en [mm²]

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

❖ **Remarque** : l'effort normal est donné par le logiciel Etabs :

$$N_d = 1574.7381 \text{ KN} = 1574738.1 \text{ N}$$

$$B_c = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{1574738.1}{25 \times 250000} = 0.25 \leq 0,3 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

V.8.5- Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}. \quad [\text{RPA99/V2003} - \text{Formule 4.19}]$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Vérification des déformations :

Niveaux	h [mm]	δ_{ekx} [mm]	δ_{eky} [mm]	$\delta_{kx} = R \cdot \delta_{ekx}$ [mm]	$\delta_{ky} = R \cdot \delta_{eky}$ [mm]	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ [mm]	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ [mm]	0,01h [mm]	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
7 ^{ème} étage	3060	16.5	5.8	57.75	20.3	12.95	3.15	30,6	vérifiée	vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	12.8	4.9	44.8	17.15	6.65	3.15	30,6	vérifiée	vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	10.9	4	38.15	14	4.55	3.15	30,6	vérifiée	vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	9.6	3.1	33.6	10.85	4,9	3.15	30,6	vérifiée	vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	8.2	2.2	28.7	7.7	3.85	2.8	30,6	vérifiée	vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	7.1	1.4	24.85	4.9	6.3	2.1	30,6	vérifiée	vérifiée
1 ^{ème} étage	3060	5.3	0.8	18.55	2.8	10.5	2.1	30,6	vérifiée	vérifiée
RDC	3060	2.3	0.2	8.05	0.7	8.05	0.7	30,6	vérifiée	vérifiée

V.8.6- Vérification de l'effet $P - \Delta$: [RPA99/V2003-Article 5.9]

Les effets du 2nd ordre ou effet ($P - \Delta$) peuvent être **négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux** :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$.
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau ('K').

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ('K-1').

h_K : Hauteur de l'étage ('K').

Tableau V.4: Vérification de l'effet($P - \Delta$) sens xx

Niveaux	h [mm]	P_K [KN]	V_{KX} [KN]	Δ_{KX} [mm]	Θ_x	Observation $\Theta \leq 0.10$
7 ^{ème} étage	3060	3771.4416	464.9309	12.95	0.03432949	vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	7223.7195	862.3853	6.65	0.0182037	vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	10675.9975	1198.1198	4.55	0.01324946	vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	14191.3795	1469.1183	4,9	0.015467883	vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	17706.7615	1674.5981	3.85	0.01330356	vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	21294.5423	1812.9883	6.3	0.02418201	vérifiée
1 ^{ème} étage	3060	24616.0686	1870.7624	10.5	0.04515106	vérifiée
RDC	3060	28565.9219	1883.0263	8.05	0.03990858	vérifiée

Tableau V.5: Vérification de l'effet($P - \Delta$) sens yy :

Niveaux	h [mm]	P_K [KN]	V_{KY} [KN]	Δ_{kY} [mm]	Θ_Y	Observation $\Theta \leq 0.10$
7 ^{ème} étage	3060	3771.4416	472.150	3.15	0.008222739	vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	7223.7195	875.776	3.15	0.008490963	vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	10675.9975	1216.724	3.15	0.009032449	vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	14191.3795	1491.931	3.15	0.009791856	vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	17706.7615	1700.601	2.8	0.009527376	vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	21294.5423	1841.140	2.1	0.00793742	vérifiée
1 ^{ème} étage	3060	24616.0686	1902.771	2.1	0.008878305	vérifiée
RDC	3060	28565.9219	1912.266	0.7	0.003417248	vérifiée

V.8.7- Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement :

[RPA99/V2003-Article 3.4]

D'après l'Article 3.4 RPA99/V2003 ; le système est constitué uniquement de voile

Ou de voile et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises Uniquement par les voiles.

Tableau V.6: Tableaux des charges verticales portées par les voiles

Niveaux	Charges Portées par Voiles [KN]	Charges Portées par Poteaux [KN]	Total [KN]	Pourcentage [KN]	
7^{ème} étage	2096.876	1674.5655	3771.4415	55.6	vérifiée
6^{ème} étage	3899.605	3307.3799	7206.9849	54.1	vérifiée
5^{ème} étage	5728.4522	4865.4932	10593.9454	54	vérifiée
4^{ème} étage	7400.7418	6757.261	12158.0028	60.87	vérifiée
3^{ème} étage	9111.572	8554.6321	17666.2041	51.5	vérifiée
2^{ème} étage	10474.8415	10774.1198	21248.9613	49.3	vérifiée
1^{ème} étage	11732.3812	12826.8499	24559.2311	47.7	vérifiée
RDC	13154.9973	15333.7435	28488.7408	46.1	vérifiée

Conclusion :

Donc le choix de R est satisfaisant, on prend R= 3,5 c.à.d. un système voiles

CHAPITRE VI

VI. Etude des portiques

VI.1- Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres)

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2- Définition :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments 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.

VI.3- Ferraillage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

VI.3.1- Combinaisons d'actions :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G+Q \longrightarrow$ Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Etabs 20176**.

VI.3.2- Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : **(30×45) cm²**.
- Poutres secondaires : **(30×35) cm²**.

a) Ferrailages réglementaires :**1) Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :****➤ Armature longitudinale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : 0.5% × B en zone II_a.
- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone II_a.

Avec : **B** : Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \text{ min} = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

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 :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing \right)$$

En dehors de la zone nodale :

- $S = \frac{h}{2}$

2) Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "**Etabs 2016**" ; on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m] et efforts tranchants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x45)	Poutres secondaires (30x35)
E.L.U (1,35G+1,5Q)	M _t [kN.m]	80,5916	27,7165
	M _a [kN.m]	-92,0629	-29,3269
E.L.S (G+Q)	M _t [kN.m]	59,0708	20,2129
	M _a [kN.m]	-67,0226	-21,4887
A.C.C (G+Q±E) (0,8 G ± E)	M _t [kN.m]	59,0945	20,4008
	M _a [kN.m]	-67,2351	-21,6398
Effort Tranchant	T [kN]	115,3319	<u>252,7416</u>

➤ **Armatures longitudinales :**

1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

2. Conditions imposées le BAEL91 :

- **Poutre principale :**

$h=45 \text{ cm}$; $b=30 \text{ cm}$; $d=0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire** :

$h=35$ cm; $b=30$ cm; $d=0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5$ cm

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

3. **Exemple de Calcul** : Poutres principales (30x45) cm²

A. **En travée** :

- ❖ **Situation durable et transitoire** :

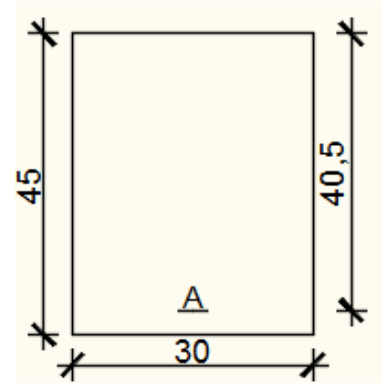


Fig.VI.1: Section de calcul en travée.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.)** :

$$M_t^u = 80,5916 \text{ KN.m} = 80591,6 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{80591,6}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,115$$

$$\mu = 0,115 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,153$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9388$$

- **Détermination des armatures** :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{80591,6}{348 \times 0,9388 \times 40,5} = 6,10 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Situation accidentelle** :

$$M_t^{\text{acc}} = 59,0945 \text{ KN.m} = 59094,5 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{59094,5}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{59094,5}{400 \times 0,96 \times 40,5} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_t = 6,10 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

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

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

$$M_t^s = 59,0708 \text{ KN.m} = 59070,8 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{80591,6}{59070,8} = 1,37$$

$$\alpha = 0,153 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

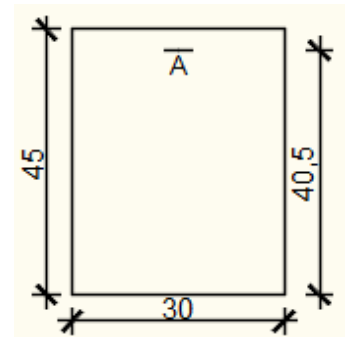
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appuis :

❖ Cas fondamentaux :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :



B. En appuis :

Fig.VI.2: Section de calcul en Appuis.

❖ Cas fondamentaux :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = 92,0629 \text{ KN.m} = 92062,9 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{92062,9}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,131$$

$$\mu = 0,131 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,93$$

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{92062,9}{348 \times 0,93 \times 40,5} = 7,02 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- ❖ Situation accidentelle :

$$\mathbf{M_a^{acc} = 67,2351 \text{ KN.m} = 67235,1 \text{ N.m}}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{67235,1}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,096$$

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

- Détermination des armatures :

$$A^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{67235,1}{400 \times 0,961 \times 40,5} = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{acc}) \Rightarrow A_a = 7,02 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$4T12 + 2T14 \longrightarrow A = 7,60 \text{ cm}^2$$

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

$$\mathbf{M_a^{ser} = 67,0226 \text{ KN.m} = 67022,6 \text{ N.m}}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{92062,9}{67022,6} = 1,37$$

$$\alpha = 0,176 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

c) Calcul des armatures transversales :

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.

$$T_u^{\max} = 115,3319 \text{ KN} = 115331,9 \text{ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 \Rightarrow a = 36,45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 115331,9 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

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

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \stackrel{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 6,03 \geq \frac{1,15}{400} \left[115331,9 + \frac{92062,9}{0,9 \times 36,45} \right] \times 10^{-2} = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{115331,9}{30 \times 36,45 \times 10^2} = 1,05 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1,05 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,47\right) = 1,47 \text{ cm} = 14,7 \text{ mm}$$

On prend :

$\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (2cadre).

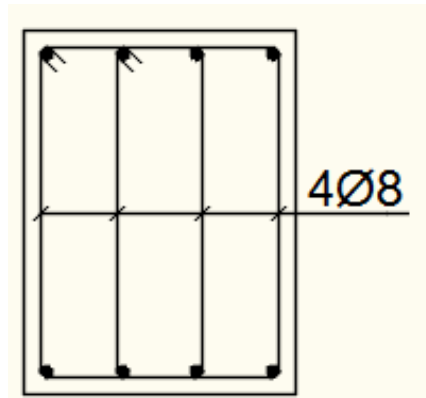


Fig. VI. 3: Armatures transversales.

- L'espaceur des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,05 - 0,3 \times 2,1)} = 28,62 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(28,35; 40) = 28,35 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 28,62 \text{ cm}$$

❖ Selon le **RPA99 (version 2003)** :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,47\right) = 11,25 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \text{ en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} \text{ en zone nodale} \end{array} \right.$$

e. Vérification des armatures transversales:

➤ Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,15 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

f. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\phi_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrailrages des poutres principales et secondaires.

Type des poutres		A min (cm ²)		A cal [cm ²]	Barres choisis	A corr [cm ²]	Recouvrement [cm]
		BAEL [cm ²]	RPA99 V(2003) [cm ²]				
poutres principales (30x45)	Travées	1,47	6,75	6,10	6T12	6,79	60
	Appuis	1,47	6,75	7,02	4T12 + 2T14	7,60	70
poutres secondaires (30x35)	Travées	1,14	5,25	2,63	5T12	5,65	60
	Appuis	1,14	5,25	2,80	5T12	5,65	70

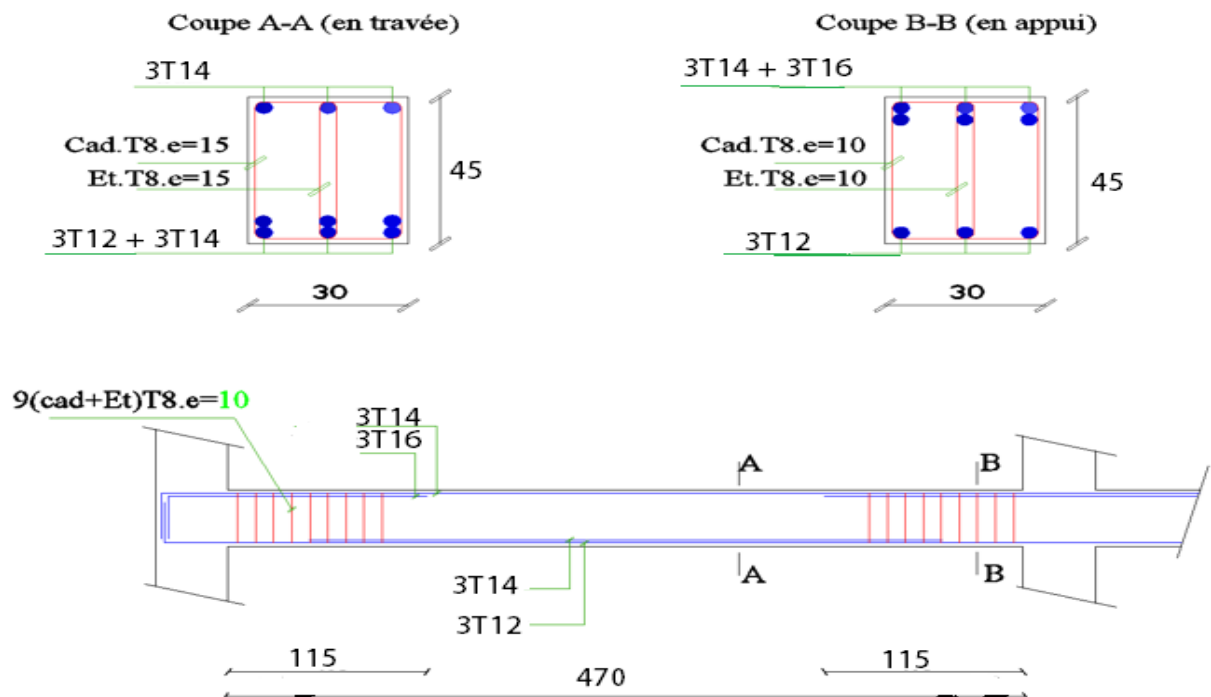


Figure.VI.4 : ferrailage de poutre principale

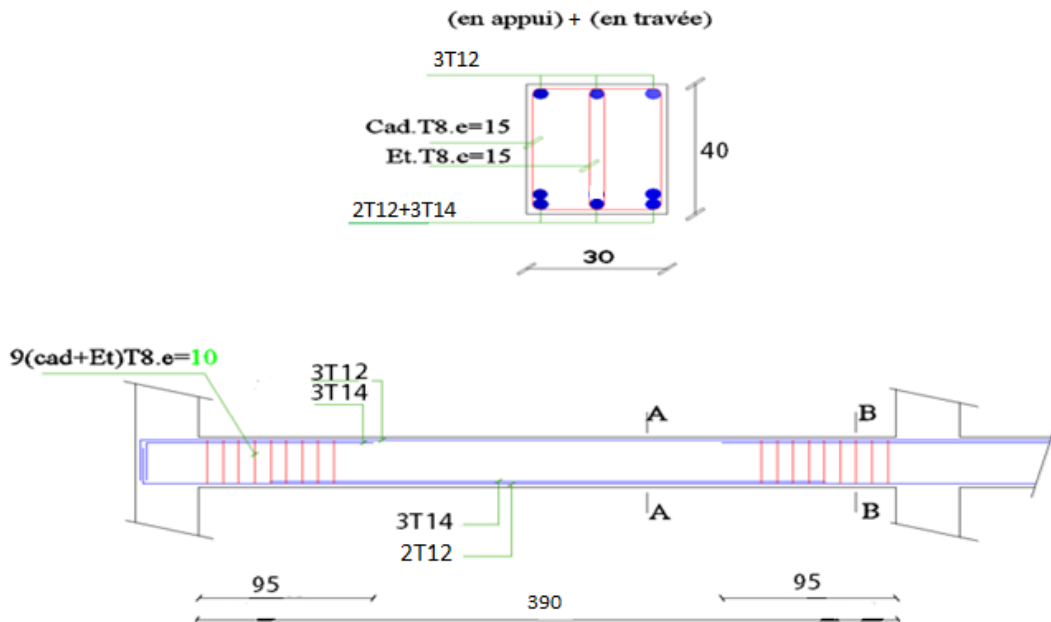


Figure.VI.5 : ferrailage de poutre secondaire

VI.3.3- Etude des poteaux :

➤ 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

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y} , M_{z-z}) (voir fig. VII.3.3.1),

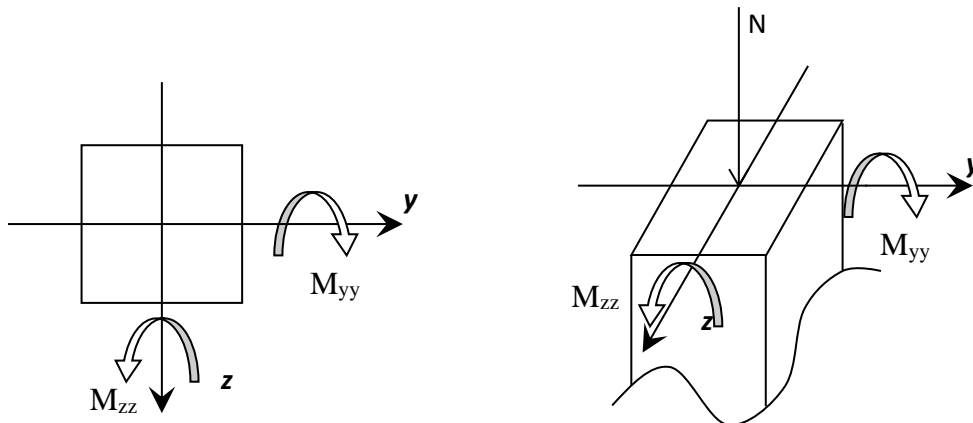


Fig. VI.6: Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Une section partiellement comprimée (**s.p.c**).
- ❖ Une section entièrement comprimée (**s.e.c**).
- ❖ Une section entièrement tendue (**s.e.t**).

- **Section partiellement comprimée :**

Une section partiellement comprimée si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec M_1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

- **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée \Rightarrow le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérisé par $\epsilon_b = 2 \%$ pour la fibre située à $\frac{3}{7}$ de la fibre la plus comprimée

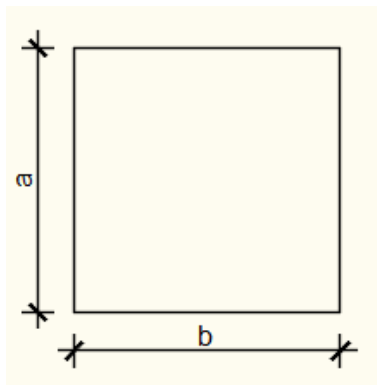
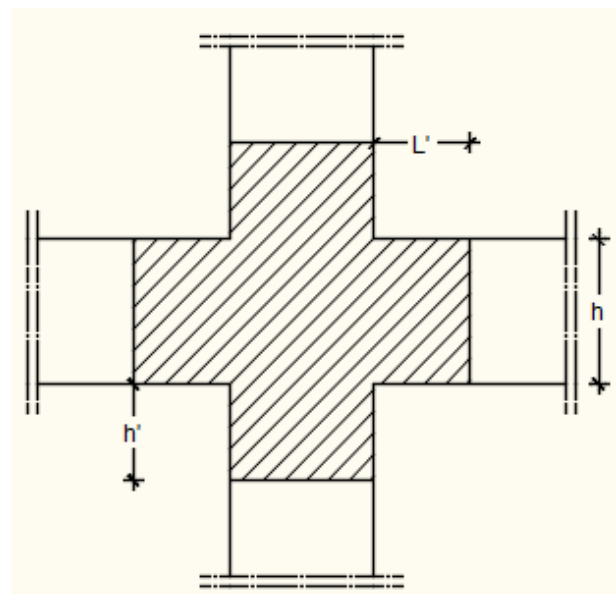
- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI.3.3.3- Ferrailage des poteaux :**a) Ferrailage réglementaire :****1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :****➤ Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
 - ✓ 40Φ en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
 - ✓ $L' = 2h$
 - ✓ $h' = \max(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm})$

**Fig.VI.7:** Section de calcul du poteau**Fig. VI.8:** zone nodale [RPA99/2003.Fig.7.2].

Avec :

h: la hauteur de la poutre ;

b et a : dimension du poteau et

he: la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ultime ;

a : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g .

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 & \lambda_g = \frac{L_f}{a} \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots(\text{zone IIa}).$
- ✓ Zone courante : $\delta_t \leq 15.\varnothing_L \dots\dots\dots(\text{zone IIa}).$

\varnothing_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si: $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si: $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

2) Règlement BAEL91 :

➤ Armatures longitudinales : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ $A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$
 - ✓ $0,1 \% B \leq A_L \leq 4\% B$
- } Pour section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow$ Pour la traction simple.

➤ **Armature transversale : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre minimal des armatures transversales: $\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3}$

Et l'espacement : $\delta_t = \min(15\phi_{L \min}, 40 \text{ cm}, (b + 10) \text{ cm})$

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\phi_{L \min}$: plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.

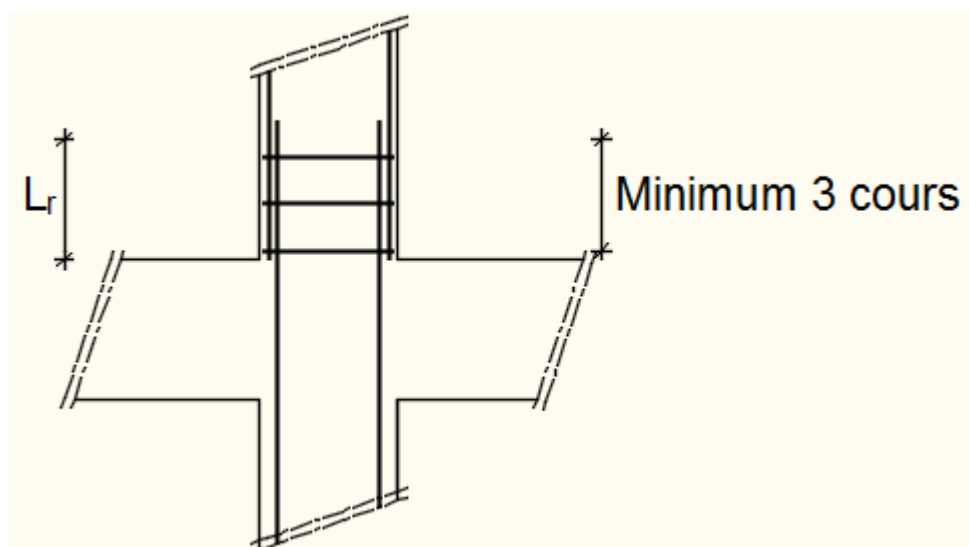


Fig. VI.9: Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants

Combinaisons	Section [cm ²]		Poteau (50x50) [cm ²]	Poteau (45x45) [cm ²]	Poteau(40x40) [cm ²]	Poteau(35x35) [cm ²]	Poteau(30x30) [cm ²]
E.L.U 1,35 G + 1,5 Q	Cas1	N^{max} [KN]	-2031,5491	-1753,0117	-1236,0978	-754,9599	-297,1202
		My [KN.m]	-9.8818	-21.3471	-19.4354	-18.1174	-17.7563
		Mz [KN.m]	0.5726	1.8642	1.2401	1.279	2.21
ACC G+Q±E 0,8G±E	Cas2	My^{max} [KN.m]	1.2355	0.777	0.5079	0.2383	-0.2402
		N^{cor} [KN]	-210,5764	-133,3914	-71,8025	-27,0831	-5,1293
	Cas3	Mz^{max} [KN.m]	0.3961	1.333	0.8702	0.8976	1.4462
		N^{cor} [KN]	-1482,9988	-1279,8377	-902,7938	-551,9191	-218,2454
	Cas4	N^{max} [KN]	-157,2755	-99,7274	-53,6384	-20,1793	-3,5957
		My [KN.m]	0.9211	0.5461	0.0248	0.1537	-0.1753
		Mz [KN.m]	0.6851	0.4983	-0.0434	0.1908	-0.2278
	Cas5	N^{min} [KN]	-1205,3521	-885,9135	-627,6271	-387,9301	-161,1474
		My [KN.m]	-5.0451	-10.6086	-9.7216	-9.0729	-8.9718
		Mz [KN.m]	0.2424	0.8547	0.5113	0.5231	0.9118
Effort tranchant [KN]	-	-	77,1537	46,5572	57,2499	54,4666	25,7587

Exemple de calcul :➤ **Ferrailage du poteau de section (50×50) cm² :**

- **Les armatures longitudinales :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35G+1,5Q)

b = 50cm h = 50cm d = 45cm

♦ **Cas 1 :****Sens x-x:**

$$N^{\max} = 2031,5491 \text{ KN}$$

$$M = 9.8818 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9.8818}{2031,5491} = 0,0048 \text{ m} = 0,48 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

- **On a une compression excentré :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2031549,1 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{50} = 14,84$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,0096 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \times 2031,5491 = 1665,8702 \text{ KN} \\ M'1 = N1 \cdot e1 = 41,3135 \text{ KN.m} \\ e1 = e + ea = 2,48 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h \\ = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn.m}$$

$$(2) = N1(d-c1) - M1 \Rightarrow (2) = \mathbf{291,86048 \text{ kn.m}}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = e1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,48$$

$$M1 = 374,4876 \text{ KN.m}$$

$$(1) > (2) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{374487,6}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,26$$

$$\mu = 0,26 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,38$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,848$$

$$A_1 = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{374487,6}{348 \times 0,848 \times 45} = 28,20 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 28,2 - \frac{2031549,1}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Sens v-v:

$$N^{\max} = 2031,5491 \text{ KN} \quad ; \quad M = 0.5726 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.5726}{2031,5491} = 0,00028 \text{ m} = 0,028 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

- On a une compression excentré :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2031549,1 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{50} = 14,84$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,0096 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \times 2031,5491 = 1665,8702 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 = 33,7838 \text{ KN.m} \\ e_1 = e + e_a = 2,028 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Verification si la section est partiellement comprimée :

$$\begin{aligned} (1) &= (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \\ &= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$(2) = N_1(d-c_1) - M_1 \Rightarrow (2) = \mathbf{299,3902 \text{ kn.m}}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,028$$

$$M_1 = 366,95788 \text{ KN.m}$$

$$(1) > (2) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{366957,88}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,255$$

$$\mu = 0,255 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,375$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,85$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{366957,88}{348 \times 0,85 \times 45} = 27,56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 26,62 - \frac{2031549,1}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- ♦ Case2 :

$$N^{\max} = 210,5764 \text{ KN} \quad ; \quad M = 1.2355 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1.2355}{210,5764} = 0,0058 \text{ m} = 0,028 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

- On a une compression excentré :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{210576,4 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{50} = 14,84$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,0096 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \times 210,5764 = 172,672648 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 = 4,454954 \text{ KN.m} \\ e_1 = e + e_a = 2,58 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \\ = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn.m}$$

$$(2) = N_1 (d - c_1) - M_1 \Rightarrow (2) = 30,08 \text{ kn.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,58$$

$$M_1 = 38,9895 \text{ KN.m}$$

$$(1) > (2) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38989,5}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{38989,5}{348 \times 0,98 \times 45} = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2,54 - \frac{210576,4}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Case3 :**

$$N^{\max} = 1482,9988 \text{ KN} \quad ; \quad M = 0.3961 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.3961}{1482,9988} = 0,000267 \text{ m} = 0,0267 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

- On a une compression excentré :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1482998,8 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{50} = 14,84$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,0096 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \times 1482,9988 = 1216,06 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 = 24,6459 \text{ KN.m} \\ e_1 = e + ea = 2,0267 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$\begin{aligned} (3) &= (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \\ &= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

$$(4) = N_1 (d - c_1) - M_1 \Rightarrow (2) = \mathbf{218,564 \text{ kn.m}}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,0267$$

$$M_1 = 267,86 \text{ KN.m}$$

$$(2) > (1) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{267860}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,186$$

$$\mu = 0,186 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,26$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,89$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{267860}{348 \times 0,89 \times 45} = 19,22 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 19,22 - \frac{1482998,8}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 4 :****Sens x-x:**

$$N^{\max} = 157,2755 \text{ KN}$$

$$M = 0.9211 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.9211}{157,2755} = 0,0058 \text{ m} = 0,58 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

- On a une compression excentré :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{157275,5 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{50} = 14,84$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,0096 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \times 157,2755 = 128,966 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 = 3,328 \text{ KN.m} \\ e_1 = e + e_a = 2,58 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \\ = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn.m}$$

$$(2) = N_1(d-c_1) - M_1 \Rightarrow (2) = \mathbf{22,47 \text{ kn.m}}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,58$$

$$M_1 = 29,121 \text{ KN.m}$$

$$(1) > (2) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29121}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29121}{348 \times 0,99 \times 45} = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1,88 - \frac{157275,5}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Sens y-y:

$$N^{\max} = 157,2755 \text{ KN}$$

$$M = 0,6851 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,6851}{157,2755} = 0,0043 \text{ m} = 0,43 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

- On a une compression excentré :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{157275,5 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{50} = 14,84$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,0096 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \times 157,2755 = 128,966 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 = 3,134 \text{ KN.m} \\ e_1 = e + e_a = 2,43 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \\ = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 (d - c_1) - M_1 \Rightarrow (2) = 22,66 \text{ kn.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec } : e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,43$$

$$M_1 = 28,93 \text{ KN.m}$$

$$(1) > (2) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28930}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28930}{348 \times 0,99 \times 45} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1,86 - \frac{157275,5}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ Case5 :

Sens x-x:

$$N^{\max} = 1205,3521 \text{ KN}$$

$$M = 5,0451 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,0451}{1205,3521} = 0,0042 \text{ m} = 0,42 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

- On a une compression excentré :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1205352,1 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{50} = 14,84$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,0096 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \times 1205,3521 = 988,39 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 = 23,92 \text{ KN.m} \\ e_1 = e + e_a = 2,42 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(3) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn.m}$$

$$(4) = N_1 (d - c_1) - M_1 \Rightarrow (2) = 173,756 \text{ kn.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,42$$

$$M_1 = 221,6 \text{ KN.m}$$

$$(2) > (1) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{221600}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,20$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,92$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{221600}{348 \times 0,92 \times 45} = 15,38 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 15,38 - \frac{2031549,1}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Sens v-v:

$$N^{\max} = 1205,3521 \text{ KN}$$

$$M = 0.2424 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.2424}{1205,3521} = 0,0002 \text{ m} = 0,02 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

- On a une compression excentré :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1205352,1 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{50} = 14,84$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,0096 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \times 1205,3521 = 988,39 \text{ KN} \\ M'1 = N1 \cdot e1 = 19,97 \text{ KN.m} \\ e1 = e + e_a = 2,02 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(5) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn.m}$$

$$(6) = N1(d-c1) - M1 \Rightarrow (2) = 177,7125 \text{ kn.m}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = e1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,02$$

$$M1 = 217,6435 \text{ KN.m}$$

$$(3) > (2) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{217643,5}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,151$$

$$\mu = 0,15 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,20$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,92$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{221600}{348 \times 0,92 \times 45} = 15,36 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 15,36 - \frac{2031549,1}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$\text{Selon le BAEL91 : } A_{\min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b \times h}{100} \right]$$

$$\text{Selon RPA : } 0,8\%B \Rightarrow B = b \times h$$

a. Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats **Etabs** : $T_u^{\max} = 77,1537 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{77153,7}{50 \times 50 \times 100} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

b. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm} = 6,6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

c. Espacement des armatures transversales :

➤ **Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)**

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18\text{cm}$$

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

d. Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{50} = 4,284\text{cm} < 5 \rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0,005 \times 50 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

e. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h \rightarrow L' = 2 \times 40 \rightarrow L' = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

f. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

Remarque :

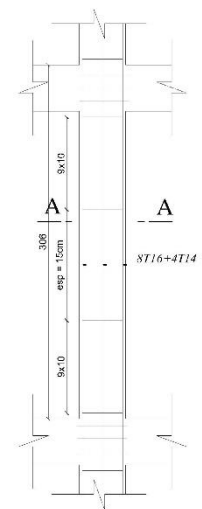
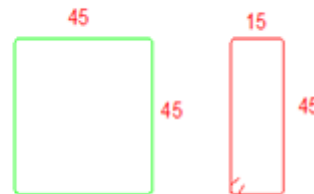
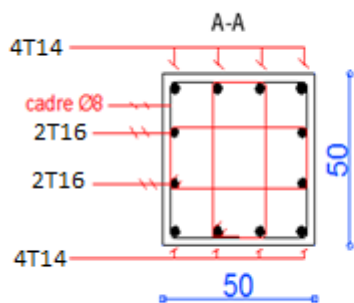
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

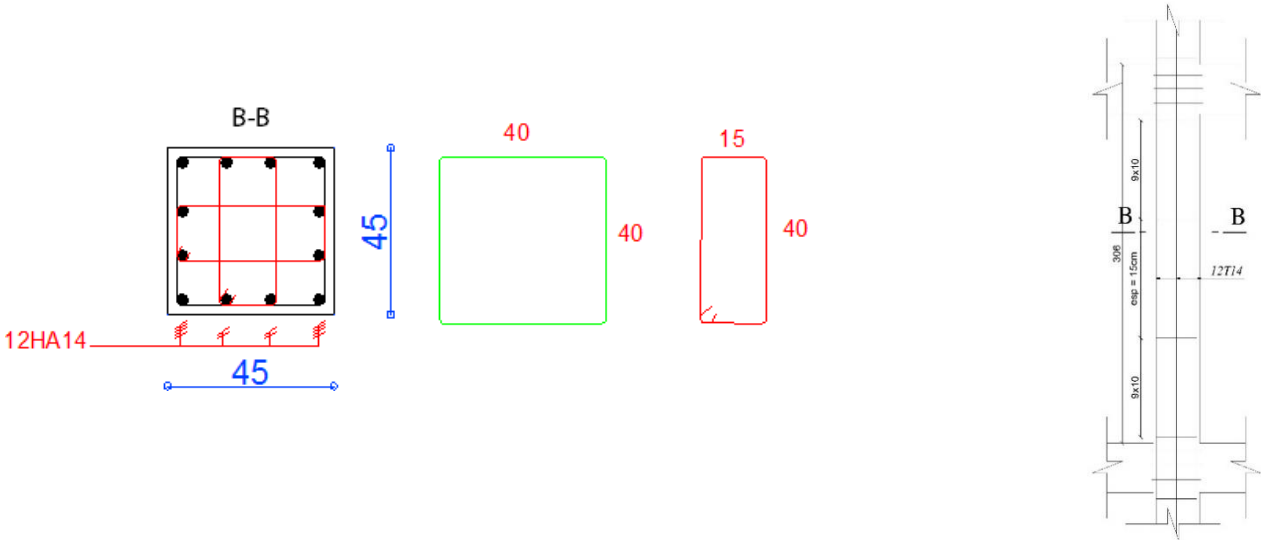
Type	Section [cm ²]	A _{CAL} [cm ²]	A _{minRPA} [cm ²]	A _{minBAEL} [cm ²]	Choix	A _{Adopté} [cm ²]	Recouvrement [cm]
1	(50×50)	0	20	8	8T14+4T16	20,36	72
2	(45 ×45)	0	16,2	7,2	12T14	18,47	64
3	(40 ×40)	0	12,8	6,4	6T12+4T14	12.95	64
4	(35 ×35)	0	9,8	5,6	6T12+2T14	9.87	56
5	(30 ×30)	0	7,2	4,8	8T12	9.05	48

❖ **Ferrailage des poteaux :**

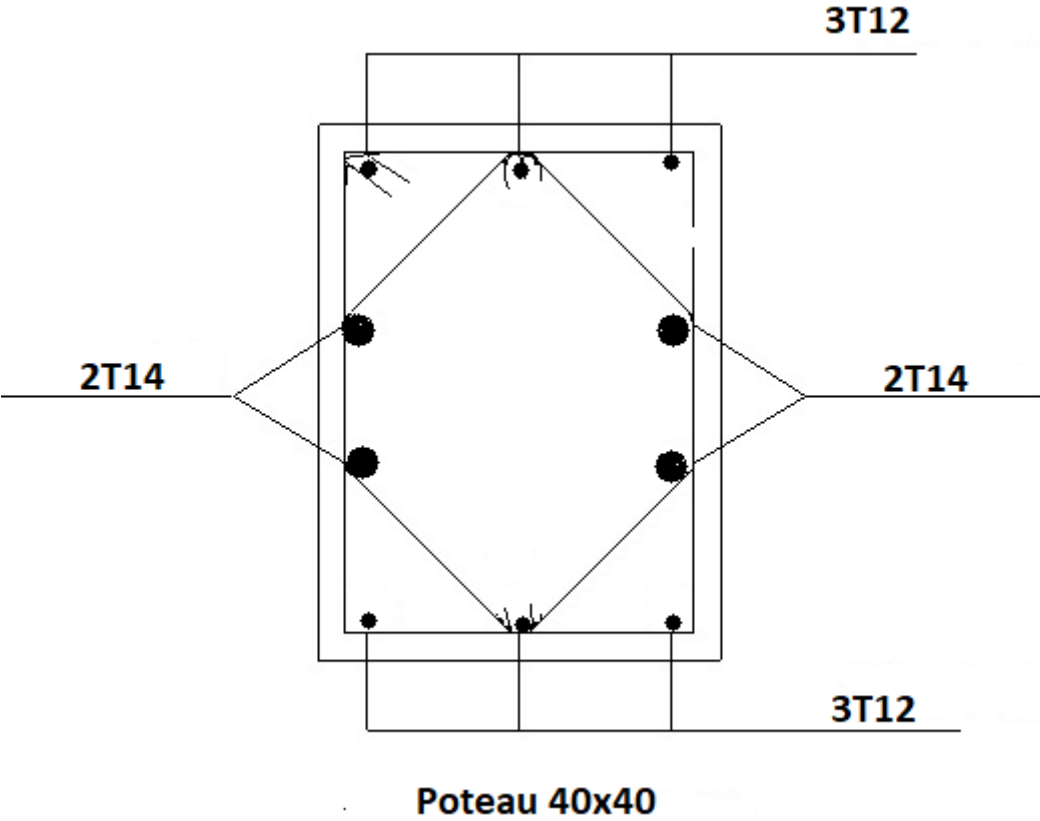
- **Poteaux 50 x 50 :**



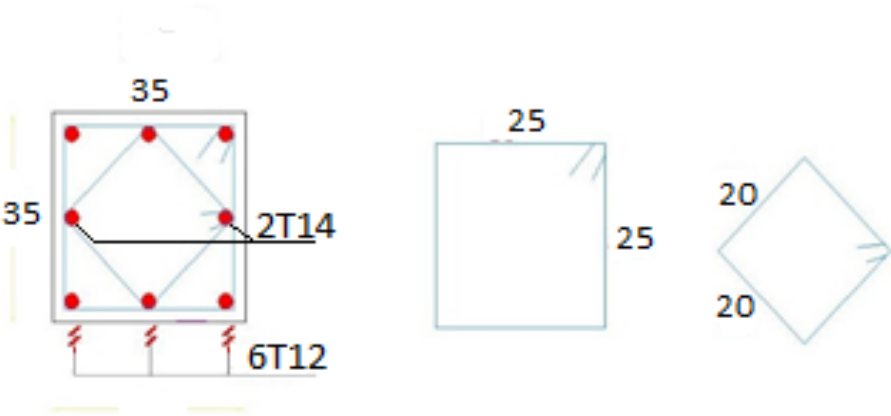
- **Poteaux 45 x 45 :**



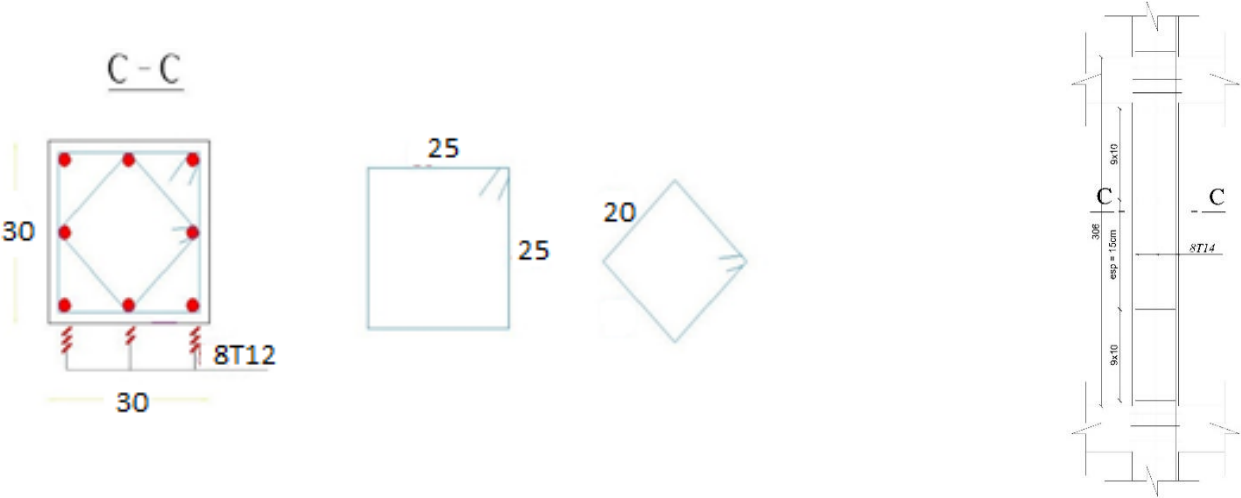
- **Poteaux 40 x 40 :**



- **Poteaux 35 x 35 :**



- **Poteaux 30 x 30 :**



CHAPITRE VII

VII. Etude des voiles

VII.1- Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieures à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur dans notre structure .

VII.2- Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 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 :

- Satisfait des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposés dans deux directions orthogonales et satisfait les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferraillements suivants :
 - ✓ Des aciers verticaux ;
 - ✓ Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- | | | |
|--|---|--------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> • 1,35G + 1,5Q • G + Q • G + Q ± E • 0,8G ± E | } | [RPA99/2003/V.5.2] |
|--|---|--------------------|

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferraillements sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire (figure VII.1) , et seront calculés à la flexion composée [RPA99/v.2003/7.7.4].

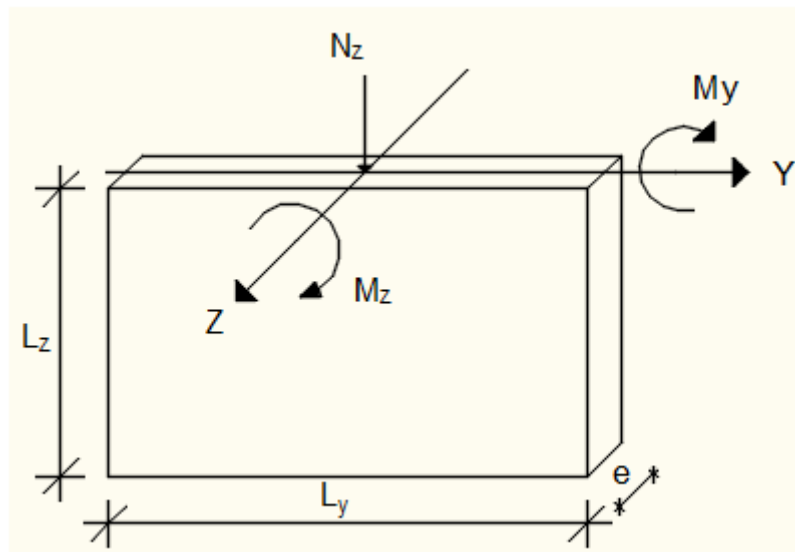


Fig.VII. 1: Les sollicitations de calcul d'un voile.

Sens z-z :

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales à

L'extrémité du voile (voir figure. VII.2)

Sens y-y :

$N_z ; M_z \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèles

au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

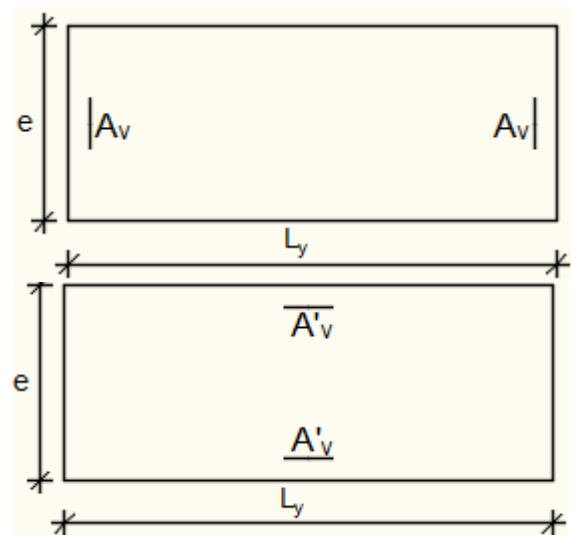


Fig.VII.2: les sections de calcul

➤ **Condition le Règlement Parasismique**

Algérienne version 2003/7.7.4.1 :

• **Armatures minimales :**

✓ A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow AV \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des force verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- **Espacement des barres verticales :**

$S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ en zone courante ;

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (**figure VII.3**). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq \frac{L}{10} . e$

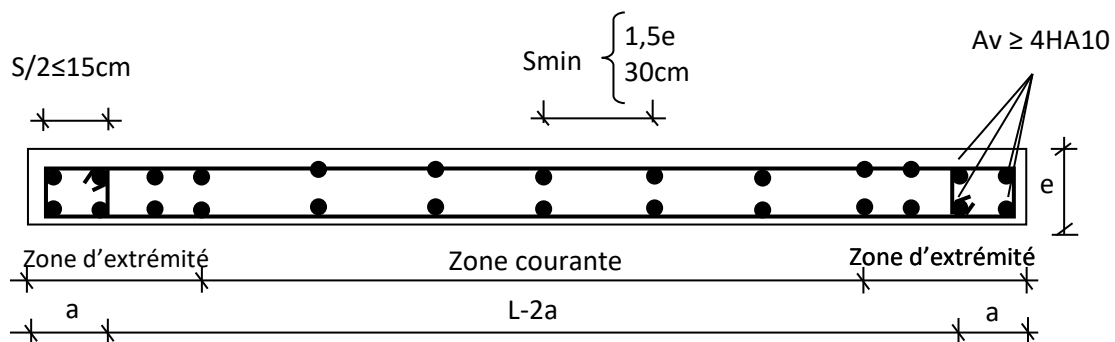


Fig.VII.3 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

VIII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

➤ **Disposition des armatures :** [RPA99/2003/7.7.4.2]

- ✓ 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 disposées vers l'extérieur.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

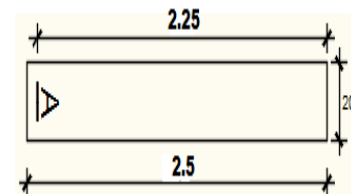
- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

❖ **Exemple de calcul :**

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (Etabs) ; les sollicitations maximales sont :

Tableau. VII.1 : Les sollicitations de calcul du voile

N [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
-2336,342	4200,1389	8,823	969,5819



❖ **Situation accidentelle :**

♦ **Cas 1 :**

Fig.VII.4: Section du calcul de voile suivant l'axe xx.

Les sollicitation prises en compte sont :

$$\left. \begin{array}{l} N = -2336.342 \text{ KN.} \\ M_y = 4200,1389 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

✓ **Position du point d'application l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{420013.89}{2336.342} = 179,77 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 125 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'extérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

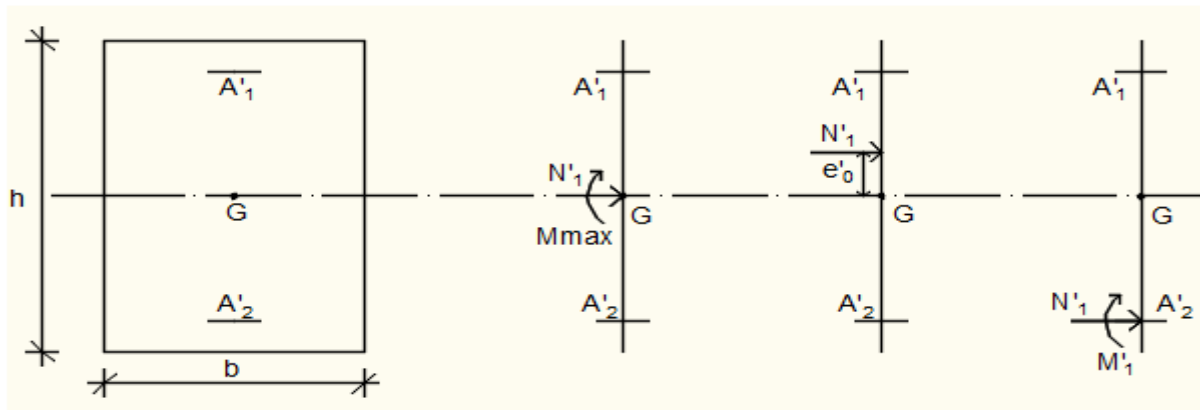


Fig.VII.5: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 4200,1389 + 2336,342 \times \left(2,25 - \frac{2,50}{2} \right)$$

$$M_1 = 6536,4809 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 250 - 0,81 \times 25) \times 14,2 \times 20 \times 250$$

$$(1) = 45440 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2336,342 \times (225 - 25) - 4200,1389$$

$$(2) = 4630,6826 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 45440 KN.m > (2) = 4630,6826 KN.m → La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{653648,09}{14,2 \times 20 \times (225)^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,050 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{653648,09}{400 \times 0,974 \times 225} = 7,46 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 6.56 - \frac{2336342}{100 \times 400} = -5,18 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : **RPA** : [Article 7.7.4.3]

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(250 - 2 \times 20) \times 20] \times 0,10\% = 4,20 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = [0,15\% \times L \times e] - 2 A_v \Rightarrow A_2 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_1; A_2) \Rightarrow A = 7.5 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8T12 \longrightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2$$

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

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2379.6}{822,4583} = 2,89 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 41.67 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

- Verification des contraintes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 250 ; c = 25 ; d = 225 \text{ cm et } A'_1 = A'_2 = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 20 \times 250 + 15(9.05 \times 2) = 5271.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{5271.5} \times \left[\frac{20 \times 250^2}{2} + 15 \times (9.05 \times 225 + 9.05 \times 225) \right] = 130.15 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 250 - 130.15 = 119.85 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = \frac{20}{3} \times (130.15^3 + 119.85^3) + 15 \times [9.05 \times (130.15 - 225)^2 + 9.05 \times (225 - 130.15)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = 28616835.03 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 2379.6 - 822,4583 \times \left(\frac{250}{2} - 130.15 \right) = 66.15 \text{ KN.m}$$

- Verification exacte :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{6615}{1465,47} = 4,51 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{28616835,03}{5271,5 \times 119,85} = 45,29$$

$$e_G = 4,51 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 45,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entierement comprimee (SEC).}$$

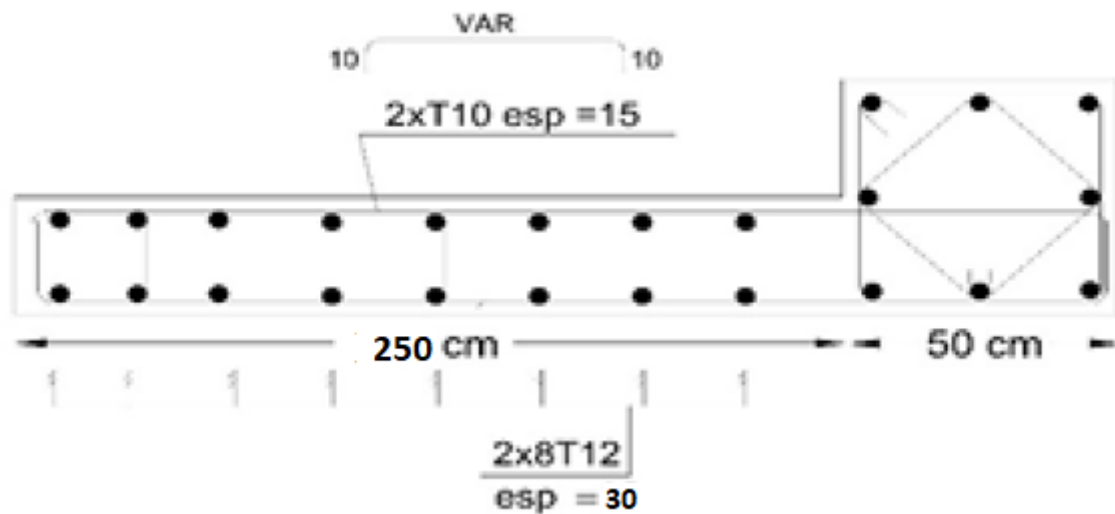
$$\sigma_0 = \frac{N_{\text{ser}}}{100 \times B_0} = \frac{82245,83}{100 \times 5271,5} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{6615}{28616835,03} = 0,00023$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 0,16 + 0,00023 \times 130,15 = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 0,19 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.



CHAPITRE VIII

VIII. Etude des fondations

VIII.1 - Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure ;
- ✓ La bonne répartition des charges et
- ✓ Limiter les tassements du sol.

VIII.1.1- Choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

VIII.1.2- Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées : placées sous un poteau ;
- Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés et
- Radier général.

b) Fondations superficielles :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

VIII.1.3- Les combinaisons d'action :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$
- } [RPA99/2003/A.10.1.4.1]

D'après le DTR de l'article 2.33.1

- $1,35G + 1,5Q$ } [DTR/A.2.3.3.1]
- $G + Q$

VIII.2.1- Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

VIII.2.2- Pré dimensionnement :

- Semelle centrale :

$$N_u = -2031.5491 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

$$\text{Avec : } a = 50 \text{ cm ; } b = 50 \text{ cm}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{203154,91}{2,5}} = 285 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{50}{50} \right) \times B \Rightarrow A = B$$

$$\text{On prend : } B = 285 \text{ cm} \Rightarrow A = 285 \text{ cm}$$

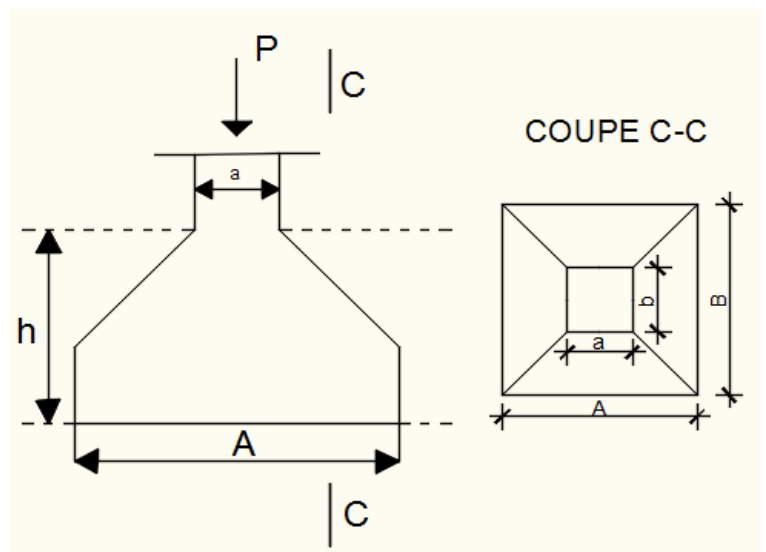


Fig. VIII.1: Semelle isolée.

Vu la grandeur des efforts acheminés par la structure au sol, ainsi le type de ce dernier (sol de moyenne résistance ; $\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2,5 \text{ MPa}$) et aussi notre structure comporte des voiles de contreventement ce qu'implique l'existence des semelles filantes, et après projection des dimensions des semelles isolées, elles se chevauchent suivant les deux directions ; pour cela le choix d'un radier général serait évident.

VIII.3- Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

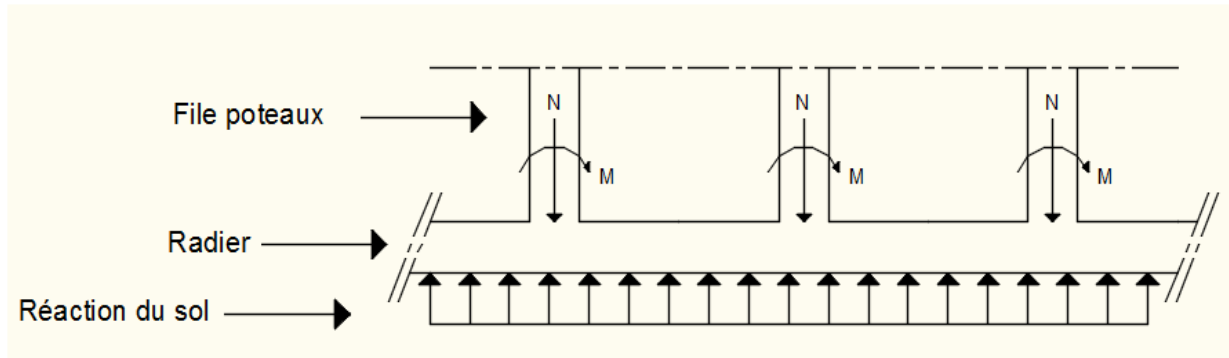


Fig. VIII.2: Schéma statique du radier général.

VIII.3.1- Pré-dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

❖ Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire (fléché) ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement et
- 4- Condition de non poinçonnement.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :

$$L_y = 5,1 \text{ m}$$

$$L_x = 4,25 \text{ m}$$

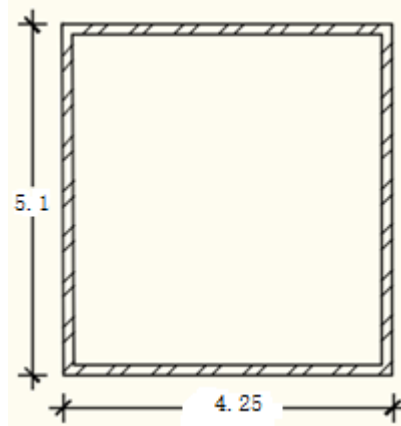


Fig. VIII.3: Panneau le plus sollicité

- **Condition forfaitaire (fléché) :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,10 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{5,10}{8} \leq h \leq \frac{5,10}{5} \Rightarrow 0,6375 \text{ m} \leq h \leq 1,02 \text{ m}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=40 \text{ MN/m}^3$ [1].

E : module de young du béton ($E=3.10^4 \text{ MPa}$) ;

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas $L = 5,10 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5,10}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,76 \text{ m}$$

- **Condition de non cisaillement** : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible et

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,25}{5,10} = 0,83 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Calcul \bar{q}_u** :

❖ **La surface du radier est de :**

$$S_r = S_b + S_{\text{débordement}} \Rightarrow S_r = 181,8 \text{ m}^2$$

❖ **Le poids de superstructure :**

$$G = 19028,6255 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{19028,6255}{181,8} + 1,5 \times 5 \Rightarrow \bar{q}_u = 148,80 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 148,80 \text{ KN/m}_L$

$$T_x^u = \frac{148,80 \times 4,25}{2} \times \frac{5,1^4}{5,1^4 + 4,25^4} = 212,177 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{148,80 \times 5,1}{2} \times \frac{4,25^4}{4,25^4 + 5,1^4} = 123,46 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 212,177 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{212177}{0,9 \times 100 \times 1,17 \times 100} = 20 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 20 \text{ cm}$$

• **Condition de non poinçonnement** : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

U_C : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$N_{u\max} = 2031.5491 \text{ KN}$ (Appliquée par un poteau de section carré (50x50) cm²).

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,5 + 0,5 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,5 + 0,5 + 2h) \times h \times 16,67$$

$$3h^2 + 1,5h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 2031.5491 \text{ KN} = 2,0315491 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,43 \text{ m} \Rightarrow h \geq 43 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$$h = 90 \text{ cm.}$$

➤ **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 100 \text{ cm.}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{510}{20} = 25,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm}$$

VIII.3.2- Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10}\right)$$

$$L_x = 250 \text{ cm ; } L_y = 510 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{510 - 30}{2} = 240 \text{ cm} \end{cases}$$

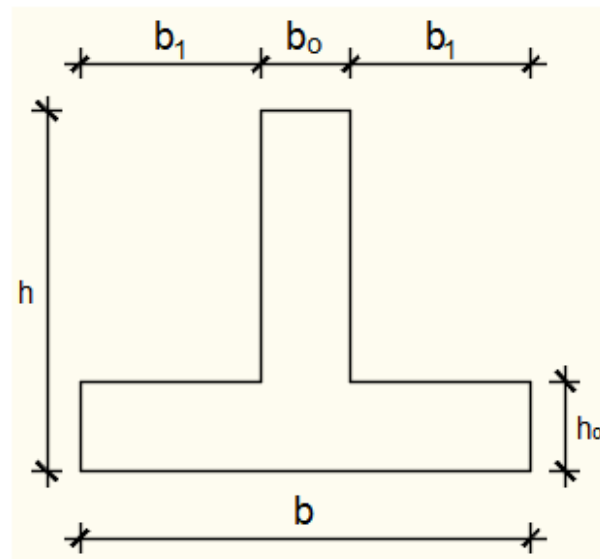


Fig. VIII.4: dimension de la poutre.

Tableau VIII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	h [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	90	40	30	45	120
Poutre secondaire	90	40	30	45	120

VIII.3.3- Détermination des sollicitations :**a) Caractéristiques du radier :**

$$h = 90 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier : } S = 181,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier : } I_{XX} = 23184,52 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 14507,43 \text{ m}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier : } V_X = 11,83 \text{ m} ; V_Y = 12,3$$

b) Calcul du poids propre du radier Pr :

$$\text{Poids du radier sans poutres : } p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

h_0 : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

$$\text{Poids des poutres principales : } p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 181,8 \times 0,4 \times 25 = 1818 \text{ KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 59,4 \times (0,9 - 0,4) \times 0,30 \times 25 = 222,75 \text{ KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 50,1 \times (0,9 - 0,4) \times 0,30 \times 25 = 187,875 \text{ KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 1818 + 222,75 + 187,875 = 2228,625 \text{ KN}$$

c) Surcharges d'exploitation Qr :

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 181,8 \Rightarrow Q_r = 909 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions :

❖ Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q \text{ ; } N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

N_u^1 : Resultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel Etabs sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 28565,9219 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(2228,625) + 1,5(909) = 4372,14375 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 32938,07285 \text{ KN}$$

$$M_x = 7,41 \text{ KN.m} \text{ ; } M_y = 22,82 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la Direction considérée (sont données par le logiciel Etabs).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

❖ Etat limite service (E.L.S) : (G + Q) + (P_r + Q_r)

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 20874,8105 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (2228,625) + (909) = 3137,625 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 22171,2505 + 3137,625 = 24012,4355 \text{ KN}$$

$$M_x = 4,055 \text{ KN.m} \text{ ; } M_y = 14,122 \text{ KN.m}$$

❖ Situation accidentelle (ACC) : [(G + Q ± E) + (p_r + Q_r)] et [(0,8G ± E) + 0,8p_r]

$$N_{acc}^1 = 20846,8105 \text{ KN}$$

$$N_{acc}^2 = p_r + Q_r = 3137,625 \text{ KN}$$

$$N_{acc} = N_{acc}^1 + N_{acc}^2 = 23984,4355 \text{ KN}$$

$$M_x = 54,7134 \text{ KN.m} ; M_y = 190,41 \text{ KN.m}$$

e) **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

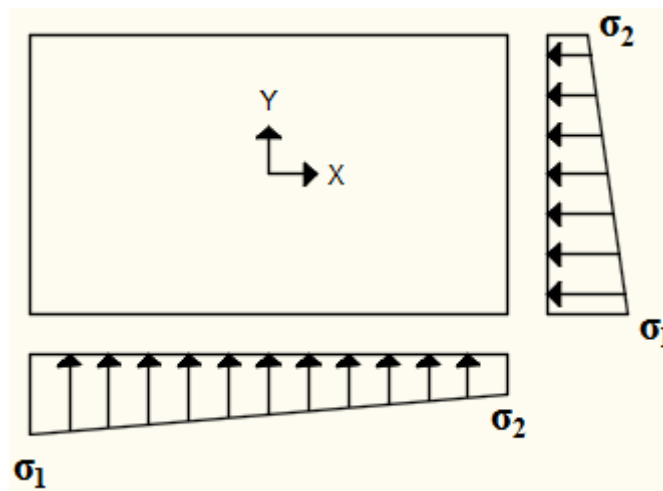


Fig.VIII.5: Schéma des contraintes du sol.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ **Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1] :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bars}$$

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 32938,07285 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{32938,07285}{181,8} \pm \frac{7,41}{23184,52} \cdot 11,83 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,81 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,81 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,81 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{32938,07285}{181,8} \pm \frac{22,82}{14507,43} \cdot 12,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,81 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,81 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,81 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_S = 24012,4355 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{24012,4355}{181,8} \pm \frac{4,055}{23184,52} \cdot 11,83 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,32 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1,32 \text{ bars}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,32 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{24012,4355}{181,8} \pm \frac{14,122}{14507,43} \cdot 12,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,32 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,32 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,32 \text{ bars}$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_{\text{acc}} = 23984,4355 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{23984,4355}{181,8} \pm \frac{54,7134}{23184,52} \cdot 11,83 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,31 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1,31 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,32 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{23984,4355}{181,8} \pm \frac{190,41}{14507,43} \cdot 12,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,31 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1,31 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,31 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage et

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Bâtiment}} + P_{\text{radier}} = 19028,6255 + 2228,625 = 21257,2505 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 181,8 \times 10 \times 3,166 = 8633,682 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable ; Donc il n'y a pas de risque au soulèvement.

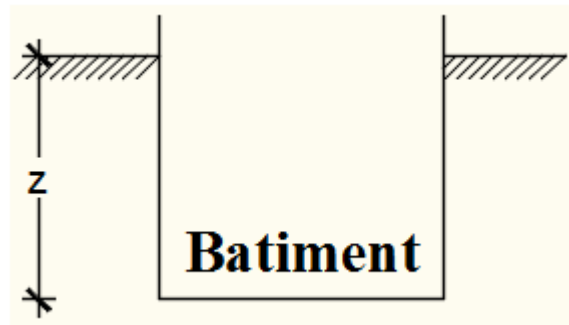


Fig.VIII.6 : L'encrage de de la structure.

VIII.4- Ferrailage du radier :**VIII.4.1- Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,25m ; L_y = 5,10 m$$

$$\text{On a } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,25}{5,10} = 0,83 \Rightarrow$$

le panneau travaille suivant deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$q = \sigma_m \times 1ml = 181 \times 1m_L = 181 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0836 \\ \mu_y^u = 0,2822 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0836 \times 181 \times 4,25^2 = 273,3145 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,2822 \times 273,3145 = 77,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Moment en travée :

$$Mt_x^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 273,3145 = 204,99 \text{ KN.m}$$

$$Mt_y^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 77,13 = 57,85 \text{ KN.m}$$

b. Moment en appuis intermédiaires :

$$Ma_x^u = 0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 273,3145 = 136,658 \text{ KN.m}$$

$$Ma_y^u = 0,5 \times M_y^u = 0,5 \times 77,13 = 38,565 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q = \sigma_m \times 1ml = 137 \times 1m_L = 137 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0836 \\ \mu_y^s = 0,4565 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0836 \times 132 \times 4,25^2 = 199,3233 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 0,4565 \times 199,3233 = 91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. Moment en travée :

$$M_{t_x}^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 199,3233 = 149,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y}^s = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 91 = 68,25 \text{ KN.m}$$

d. Moment en appuis intermédiaires :

$$M_{a_x}^s = 0,5 \times M_x^s = 0,5 \times 199,3233 = 99,661 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_y}^s = 0,5 \times M_y^s = 0,5 \times 91 = 45,5 \text{ KN.m}$$

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées :

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	204,99	136,658	149,5	99,661
Sens Y-Y	57,85	38,565	68,25	45,5

• **Calcul des armatures :**

a. Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{4}{2} = 4 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 4 + \frac{4}{2} = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 8 = 32 \text{ cm}$$

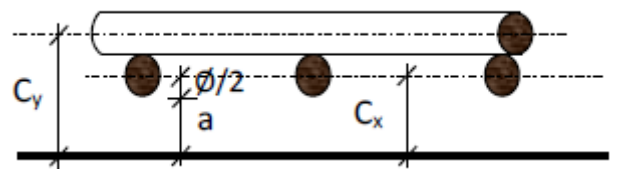


Fig. VIII.7: Enrobage.

- **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

- ❖ **Sens X-X :**

- a) **En travées :**

$$M_t^u = 204,99 \text{ KN.m} = 204990 \text{ N.M}$$

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

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{204990}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,147$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,94$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{204990}{348 \times 0,94 \times 36} = 17,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 17,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$6\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

$$M_t^{\text{ser}} = 149,5 \text{ KN.m} = 149500 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18,85}{100} = 2,82 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2,82 = 179,92 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,82 + \sqrt{2,82^2 + 179,92} = 10,88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,88^3}{3} + 15 \times 18,85 \times (36 - 10,88)^2 = 221349,77 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{149500}{221349,77} = 0,675$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,675 \times (36 - 10,88) = 254,34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{149500}{201,63 \times 100 \times (36)^2} = 0,0057$$

$$\mu_1 = 0,0057 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,917 \\ K_1 = 30,04 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{30,04} = 6,71 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{149500}{201,63 \times 0,917 \times 36} = 21,46 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$7T20/ml \rightarrow A = 21,99 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 14\text{cm})$$

- **b) En appuis :**

$$Ma_x^u = 136,658 \text{ KN.m} = 136658 \text{ N.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{136658}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,096$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{136658}{348 \times 0,961 \times 36} = 11,35 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 11,35 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des armatures :

$$8T14/ml \rightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T14 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

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

$$M_{tx}^{ser} = 99,661 \text{ KN.m} = 99661 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,32}{100} = 1,848 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1,848 = 129,36 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,848 + \sqrt{1,848^2 + 129,36} = 10,43 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,43^3}{3} + 15 \times 12,32 \times (36 - 10,43)^2 = 158647,7251 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{99661}{117799,00} = 0,628$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,628 \times (36 - 10,43) = 240,86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{99661}{201,63 \times 100 \times (36)^2} = 0,0038$$

$$\mu_1 = 0,0038 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,907 \\ K_1 = 38,76 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{38,76} = 5,20 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{99661}{201,63 \times 0,907 \times 36} = 13,97 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$7T16/ml \rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T16 \rightarrow e = 14\text{cm})$$

- ❖ Sens Y-Y :

- c) En travées :

$$M_y^u = 57,85 \text{ KN.m} = 57850 \text{ N.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{57850}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{57850}{348 \times 0,98 \times 32} = 5,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T14/ml} \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T14} \rightarrow e = 20\text{cm})$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 68,25 \text{ KN.m} = 68250 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6,16}{100} = 0,924 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 32 \times 2,36 = 59,136 \text{ cm}^2\text{Y}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,924 + \sqrt{0,924^2 + 59,136} = 6,82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 6,82^3}{3} + 15 \times 6,16 \times (32 - 6,82)^2 = 69158,413 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{68250}{69158,413} = 0,98$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,98 \times (32 - 6,82) = 370,146 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ } \implies le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{68250}{201,63 \times 100 \times (32)^2} = 0,0033$$

$$\mu_1 = 0,0033 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,807 \\ K_1 = 29,64 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{29,64} = 6,80 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Mt_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{68250}{201,63 \times 0,807 \times 32} = 12,11 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

8T14/ml $\rightarrow A = 14,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T14 $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$)

Remarque :

Pour des Raison Pratique on prendra ($e=14 \text{ cm}$)

d) En appuis:

$$\mathbf{Ma_y^u = 38,565 \text{ KN.m} = 38565 \text{ N.M}}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38565}{14,2 \times 100 \times (32)^2} = 0,026$$

$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392 \implies$ (acier FeE400) $\implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$

$$\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,033$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,986$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{38565}{348 \times 0,986 \times 33} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \implies A = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4T12/ml \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \rightarrow e = 15\text{cm})$$

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

$$M_a^{ser} = 45,5 \text{ KN.m} = 45500 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 32 \times 0,678 = 43,392 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 43,392} = 5,944 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5,944^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (32 - 5,944)^2 = 53030,722 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{45500}{53030,722} = 0,85$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,85 \times (32 - 5,944) = 330,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{45500}{201,63 \times 100 \times (32)^2} = 0,0033$$

$$\mu_1 = 0,0022 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,788 \\ K_1 = 32,19 \end{cases}$$

- V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{32,19} = 6,26 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{45500}{201,63 \times 0,788 \times 32} = 8,95 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8T12/ml \rightarrow A = 9,05 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \rightarrow e = 14\text{cm})$$

IX.4.2- Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 181 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 181 \times 1\text{m}_L = 181 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -181 \times \frac{0,50^2}{2} = -22,625 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22625}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{22625}{348 \times 0,994 \times 36} = 1,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$5\text{T14/ml} \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T14} \rightarrow e = 20\text{cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\sigma_m = 132 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 132 \times 1\text{m}_L = 132 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -132 \times \frac{0,50^2}{2} = -16,5 \text{ KN.m}$$

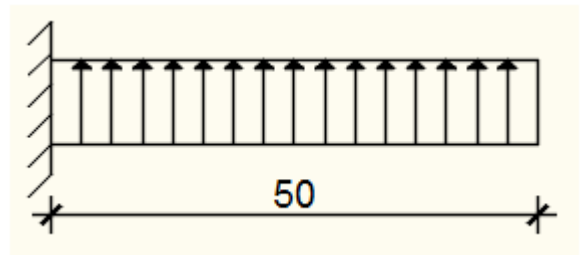


Fig.VIII.8 : Schéma statique du débordement.

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,16 = 83,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 83,52} = 8,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,05^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (36 - 8,05)^2 = 107617,56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{16500}{107617,56} = 0,15$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (36 - 8,05) = 62,88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

Remarque :

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

a. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 181 \times 0,5 = 90,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{90500}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

VIII.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages) :

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).

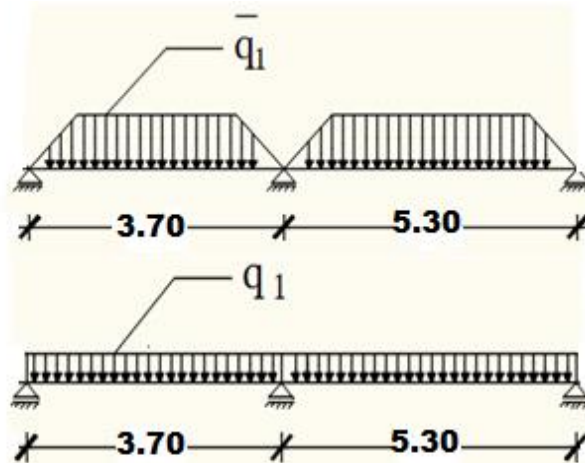


Fig.VIII.9: Distribution des charges sur les poutres principales.

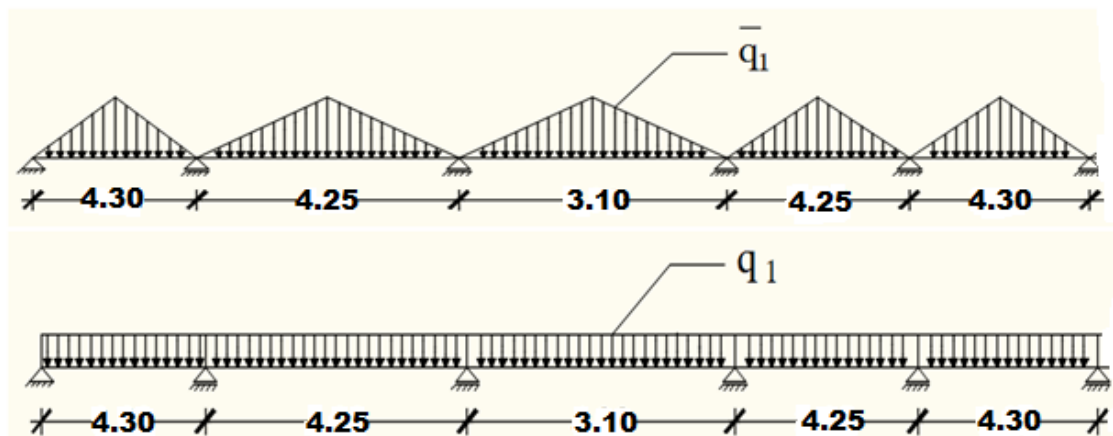


Fig.VIII.10 : Distribution des charges sur les poutres secondaires

Pour une charge trapézoïdale : $q_1^p = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$

Pour une charge triangulaire: $q_1^t = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$

- **Charges équivalentes :**

Avec : $L_x = 4,30\text{m}$; $L_y = 5,30\text{m}$

- ❖ **Poutre principale :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 181 \text{ KN/m}^2$

$$q_{1ep}^u = \left[181 \times \frac{5,30 + (5,30 - 4,30)}{2} \right] \times \frac{4,30}{5,30} \Rightarrow q_1^u = 448,73 \text{ KN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 132 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{ser} = \left[132 \times \frac{5,30 + (5,30 - 4,30)}{2} \right] \times \frac{4,30}{5,30} \Rightarrow q_1^{ser} = 327,25 \text{ KN/m}_L$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{acc} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 131 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{acc} = \left[131 \times \frac{5,30 + (5,30 - 4,30)}{2} \right] \times \frac{4,30}{5,30} \Rightarrow q_1^{acc} = 324,77 \text{ KN/m}_L$$

❖ Poutre secondaire :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 181 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^u = \left[181 \times \frac{4,30}{2} \right] \Rightarrow q_1^u = 384,625 \text{ KN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 132 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{ser} = \left[132 \times \frac{4,30}{2} \right] \Rightarrow q_1^{ser} = 280,5 \text{ KN/m}_L$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{acc} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 131 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{acc} = \left[131 \times \frac{4,30}{2} \right] \Rightarrow q_1^{acc} = 278,375 \text{ KN/m}_L$$

Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

		\bar{q}_1 [KN/m ²]	q [KN/mL]
Poutre principale	ELU	181	448,73
	ELS	132	327,25
	ACC	131	324,77
Poutre secondaire	ELU	181	384,625
	ELS	132	280,5
	ACC	131	278,375

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	609	943,5	312,84	496,26
Mser [KN.m]	444,18	640,3	228,16	342,24
Macc [KN.m]	440,82	634,70	226,40	339,60
Tu [KN]	1166		1008	

- **Calcul des armatures :**

- A. **En travée :**

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

$$M_t^u = 609000 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

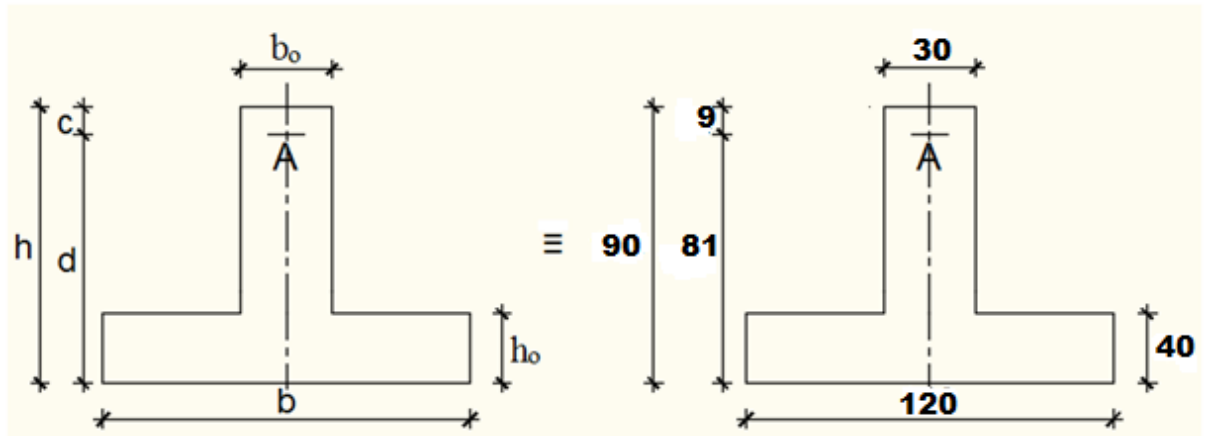


Fig. .VIII.11: Section de calcul.

$$M_T = 14,2 \times 120 \times 40 \times \left(81 - \frac{40}{2}\right) \Rightarrow M_T = 4157760 \text{ N. m}$$

$M_t^u = 609000 \text{ N. m} < M_T = 4157760 \text{ N. m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$

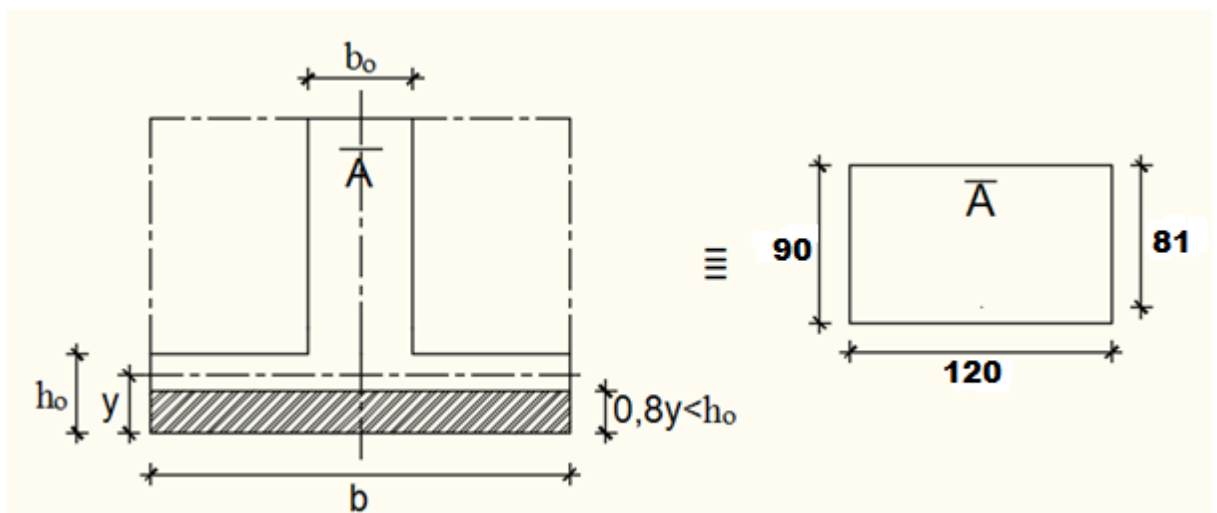


Fig. .VIII.12: Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{609000}{14,2 \times 120 \times 81^2} = 0,054$$

$\mu = 0,054 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A'n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{609000}{348 \times 0,972 \times 81} = 21,22 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 21,22 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{\text{acc}} = 440820 \text{ N.m}$$

$M_t^{\text{acc}} = 440820 \text{ N.m} < M_T = 4157760 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$)

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{440820}{18,48 \times 120 \times 81^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Leftrightarrow A \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{\text{acc}} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{440820}{400 \times 0,98 \times 81} = 13,88 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}; A_t^{\text{acc}}) \Rightarrow A_t^u = 21,22 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 7T20 $\longrightarrow A_t = 21,99 \text{ cm}^2$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 444180 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{120 \times 40^2}{2} - 15 \times 21,99 \times (81 - 40) = 82476,15 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$.

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 21,99}{120} = 2,75 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 81 \times 2,75 = 445,29 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,75 + \sqrt{2,75^2 + 445,29} = 18,53 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{120 \times 18,53^3}{3} + 15 \times 21,99 \times (81 - 18,53)^2 = 1541739,021 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{444180}{1541739,021} = 0,28$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,28 \times (81 - 18,53) = 262,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{444180}{201,63 \times 120 \times (81)^2} = 0,0028$$

$$\mu_1 = 0,0028 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,944 \\ K_1 = 69,21 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{69,21} = 2,91 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{444180}{201,63 \times 0,944 \times 81} = 17,36 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$6T20 \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2$$

B. En appuis:

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u = 943500 \text{ N.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (30 \times 90) \text{ cm}^2$.

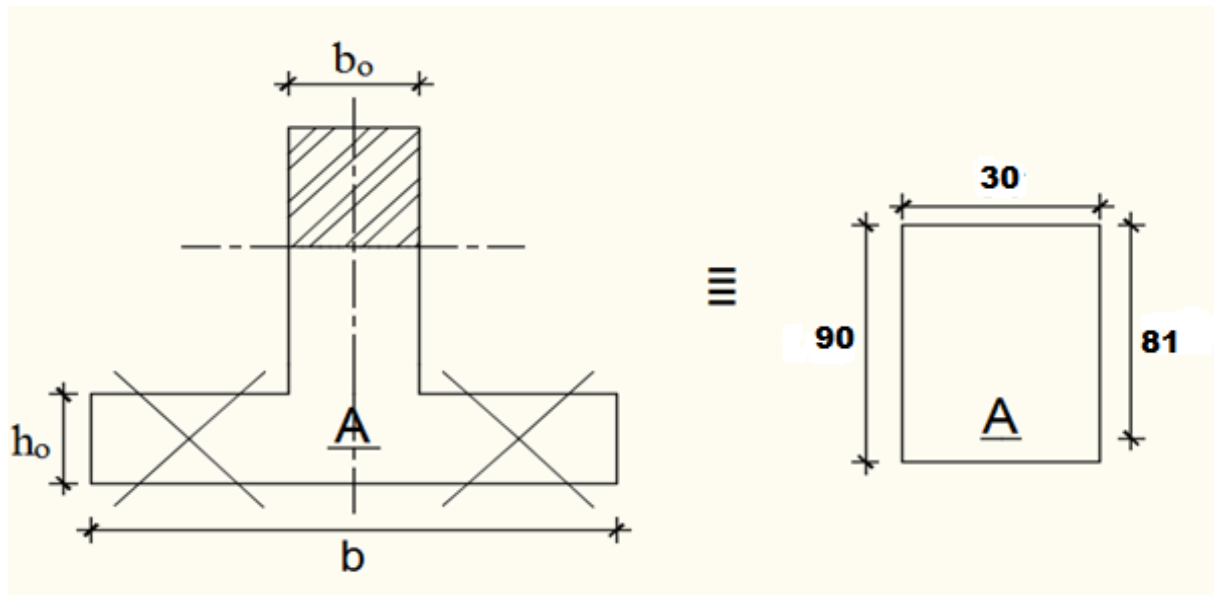


Fig VIII.13: Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{943500}{14,2 \times 30 \times 81^2} = 0,33$$

$$\mu = 0,33 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,52$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,80$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{943500}{348 \times 0,80 \times 81} = 31,33 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_a^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 31,33 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{\text{acc}} = 634700 \text{ N.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (30 \times 90) \text{ cm}^2$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{634700}{18,48 \times 30 \times 81^2} = 0,17$$

$$\mu = 0,17 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,23$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,908$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{634700}{400 \times 0,908 \times 81} = 21,57 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a^u; A_{min}; A_a^{acc}) \Rightarrow A_a^u = 31,33 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 10T20 \longrightarrow $A_a = 31,42 \text{ cm}^2$

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

$$M_a^{ser} = 640300 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$D = \frac{15 \times A}{b_0} = \frac{15 \times 31,42}{30} = 15,71 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 81 \times 15,71 = 2545,02 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -15,71 + \sqrt{15,71^2 + 2545,02} = 37,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times 37,12^3}{3} + 15 \times 31,42 \times (81 - 37,12)^2 = 2518941,06 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a^{ser}}{I} = \frac{640300}{218941,06} = 0,25$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,25 \times (81 - 37,12) = 164,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b_0 \times d^2} = \frac{640300}{201,63 \times 30 \times (81)^2} = 0,016$$

$$\mu_1 = 0,016 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,870 \\ K_1 = 30,45 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{30,45} = 6,62 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{Mt_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{640300}{201,63 \times 0,870 \times 81} = 31,09 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 10T20 $\rightarrow A = 31,42 \text{ cm}^2$

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des choix des armatures.

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm ²]	21,22	31,33	10,23	14,54
A_{acc} [cm ²]	13,88	21,57	8,78	11,32
A_{min} [cm ²]	2,93	2,93	2,93	2,93
$A = \max(A_u ; A_{\text{acc}} ; A_{\text{min}})$	21,22	31,33	10,23	14,54
Choix des armatures	8T20	10T20	4T20	5T20
A_{corr} [cm ²]	25,13	31,42	12,57	15,71

- Armatures transversales :

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

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

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{1166000}{120 \times 81 \times 100} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau = 1,19\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 81 \Rightarrow a = 72,9 \text{ cm}$ et $b_0 = 30 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 1166000 \text{ N} \leq 0,267 \times 72,9 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 1459822,5 \text{ N}$$

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

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieure : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{\text{sup}} \stackrel{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{sup}} = 18,85 \geq \frac{1,15}{400} \left[1166000 - \frac{943500}{0,9 \times 81} \right] \times 10^{-2} = 13,60 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{90}{35} ; \frac{45}{10} ; 2 \right) = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

On prend :

$\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 6\phi_8 \rightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2$ (3cadre).

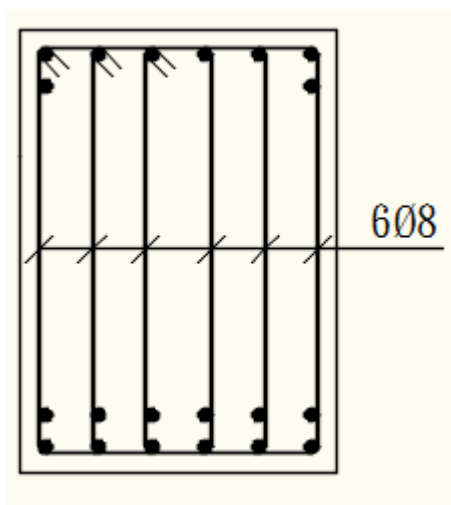


Fig. VIII.14 : Armatures transversales.

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,02 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,19 - 0,3 \times 2,1)} = 73,55 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(66,195; 40) = 40 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,02 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,49 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 39,49 \text{ cm}$$

- **Selon le RPA99 (version 2003) :**

➤ Zone nodale :

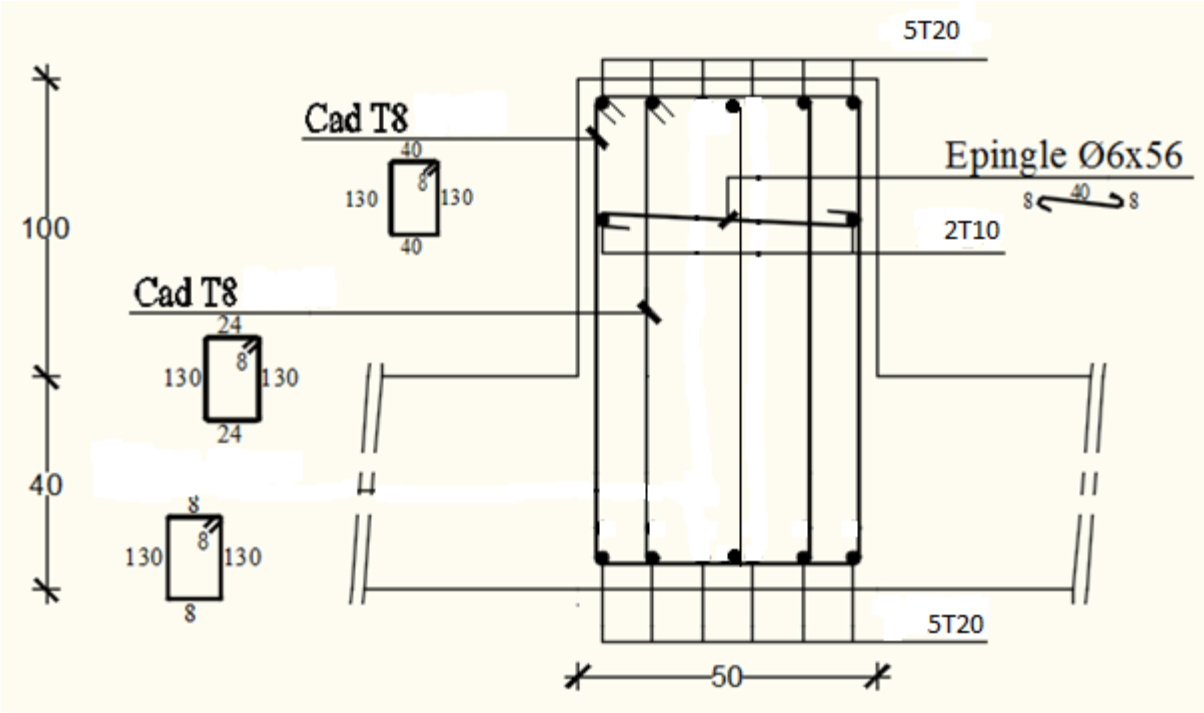
$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \emptyset\right) = \min\left(\frac{90}{4}; 12 \times 2\right) = 22,5 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

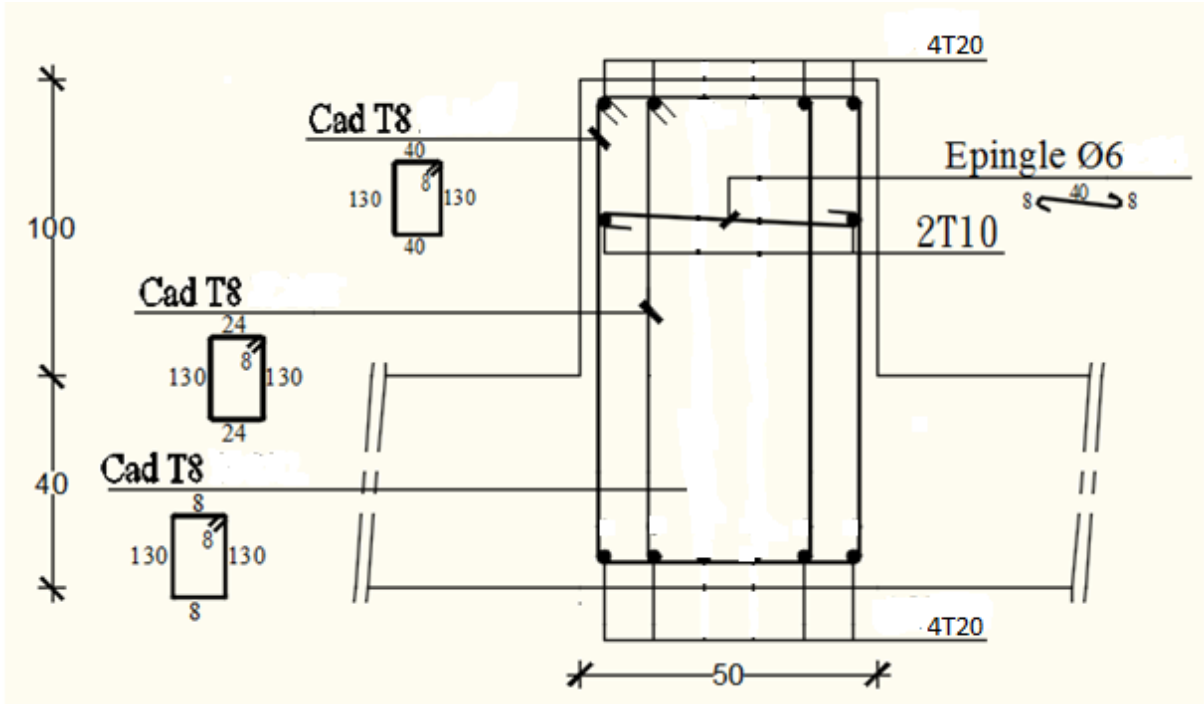
$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

Donc :

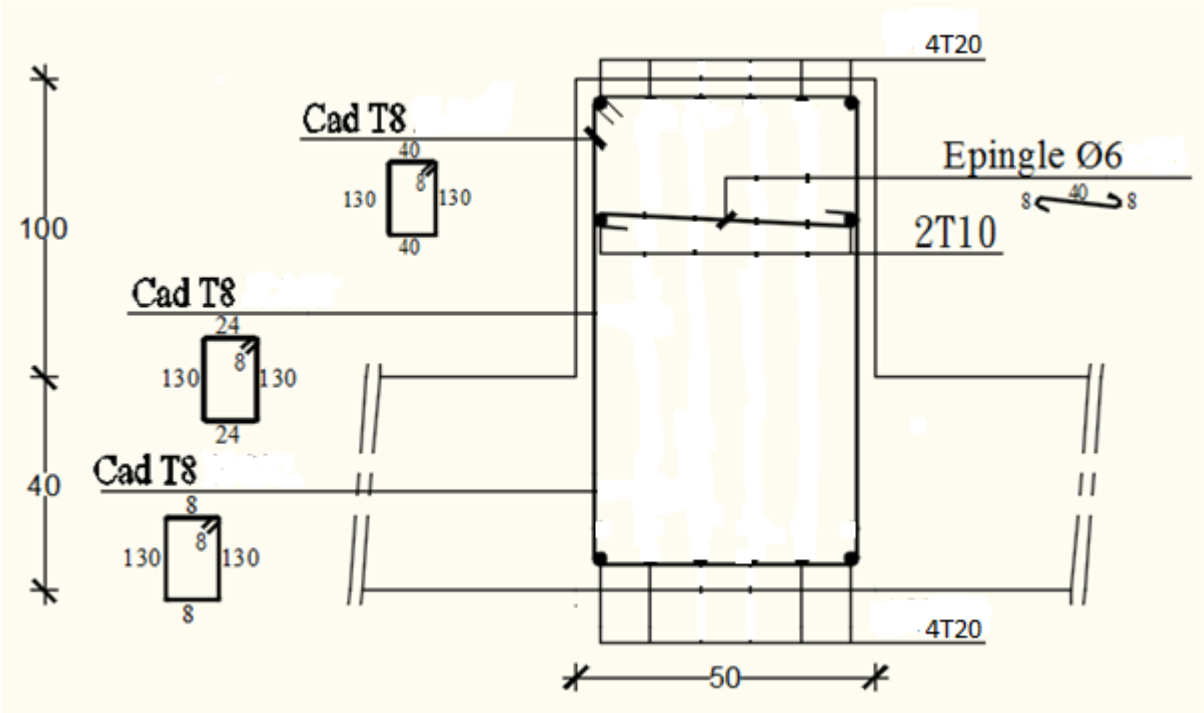
$$\begin{cases} \delta_t = 15 \text{ cm} \text{ en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} \text{ en zone nodale} \end{cases}$$



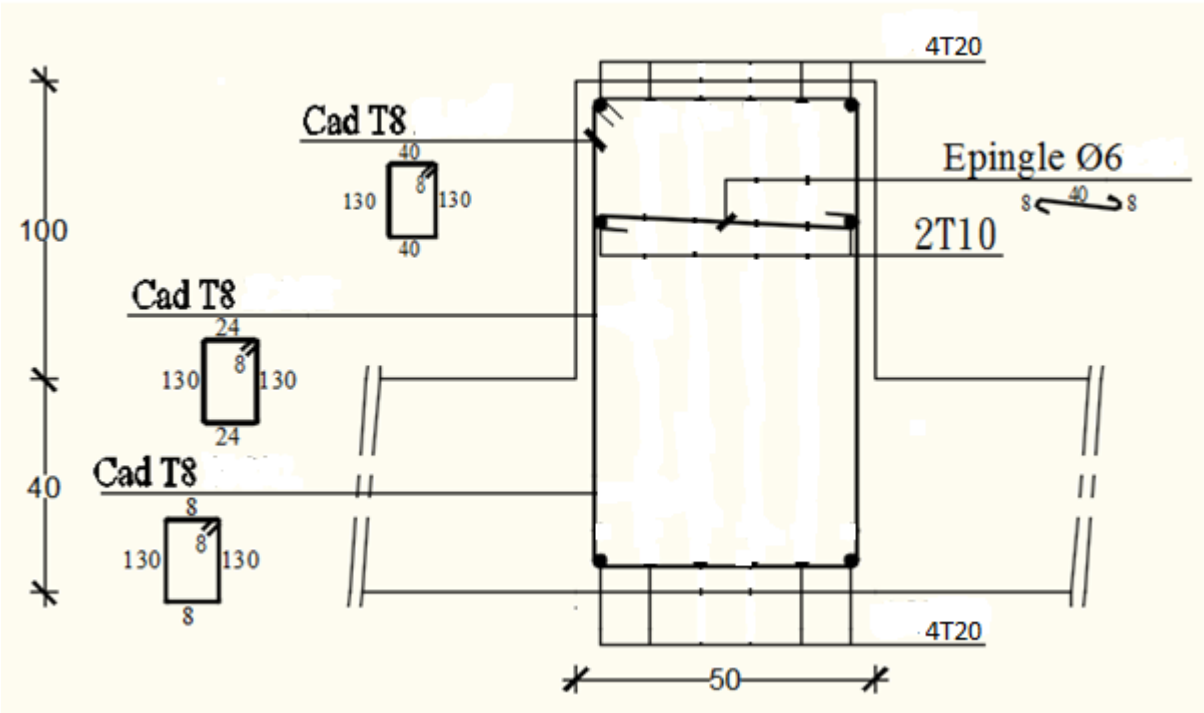
VIII.15 Dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis.



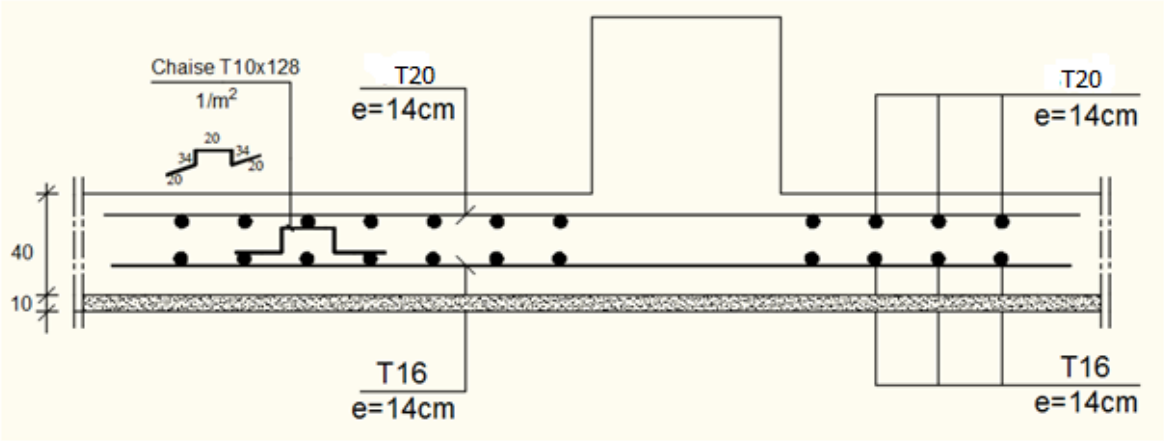
VIII.16 Dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée.



VIII.17 Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis.



VIII.18 Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée.



VIII.19 Ferraillage de la dalle de radier.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur les parties étudiées.

D'après l'étude qu'on a faite, 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 éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons remarqué que la quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre torsion donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Bibliographie

- **Livre :**

- [1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »
Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées; Édition - 5 novembre 1999.
- [2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures
Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.
- [3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des
Publications universitaires ALGER 1992.

- **Règlements :**

- [4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges
D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.
- [5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul
Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires
ALGER 1992.
- [6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne
RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

- **Logiciels et programmes :**

- ✓ **AUTOCAD 2020** (Dessin)
- ✓ **Étabs 2017** (Analyse des structures).