



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



Département de Génie Civil & Architecture
N° d'ordre : M... .../GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Structure)

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage multiple
(Parking+locaux commerciaux+habitat)
Sous-sol +R.D.C + 8 étages.**

Présenté par :

1. M^r MEHDI Baghdad Djelloul
2. M^r BENDREF Mohamed Amir

Soutenu le 25 /08/ 2020 devant le jury composé de :

Président : M^r KADRI TAHAR

Examineur : M^r REZIGUA AHMED

Encadreur: M^r AMMAR BRAHIM

Année Universitaire : 2019 / 2020

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (08) 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 et dalle pleine).

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 2016, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الأرضي + طابق أرضي + 08 طوابق بخروبة 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 (RPA99version2003, BAEL91 modifié99) تتكون هذه الدراسة من أربعة محاور :

-المحور الأول: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر والحمولات كل عنصر المكون لها.

-المحور الثاني: لقد خصص لدراسة العناصر الثانوية من البناية (الدرج (لسلام)، شرفة والبلاطات المفرغة والمملوءة... إلخ).

-المحور الثالث: تم تنفيذ الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامجي: (Etabs nonlinearv18.0.2) والذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية.

-المحور الرابع: يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (مؤسسة، والأعمدة والدعامات وأشرعة).
الكلمات المفتاحية: RPA99V2003 ، ETABS 2016, الخرسانة المسلحة, الدراسة الديناميكية, BAEL91

معدل 99

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (08) floors, located in Kharouba in the state 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 rain forced 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, Rein forced concrete, ETABS 2016, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified99.

Remerciement



Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

🌸 Notre promoteur M^r Ammar Ibrahim, pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette recherche.

🌸 nos parents qui nous ont suivis pendant nos études

🌸 Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

🌸 Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.

🌸 Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,

🌸 Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire Mostaganem et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

🌸 En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

🌸 Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion

2019-2020 de génie civil de l'université des Sciences et de la Technologie, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.

Merci



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

🌹 A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.

🌹 A mes très chères sœurs.

🌹 A mes frères.

🌹 Ma grande mère et mon oncle et toute la famille **MEHDI et ZITOUNI**.

🌹 A mon frère et mon binôme **BENDREF M.A** et sa respectueuse famille.

🌹 Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaîtrent dans ma dédicace.

A tous ma promotion de Génie Civil **2019/2020**.

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست

بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى

فالقلب سكناهم والذكرى ذكراهم، والقلب لن

ينساهم

Djelloul

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

🌹 A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.

🌹 A mes très chères sœurs.

🌹 A mes frères.

🌹 Ma grande mère et mon oncle et toute la famille **BENDREF et MIMOUNI**.

🌹 A mon frère et mon binôme **MEHDI B.Dj** et sa respectueuse famille.

🌹 Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaîtront dans ma dédicace.

A tous ma promotion de Génie Civil **2019/2020**.

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم
ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل
وأعلى فالقلب سكنهم والذكرى ذكراهم،
والقلب لن ينساهم

Amir

Sommaire

I- Généralité	1
I.1- Introduction.....	1
I.2- Présentation du projet	2
I.3- Les plans d'architecteurs	2
I.4- Caractéristiques géométriques de la structure	3
I.5- Caractéristiques géotechniques du sol	3
I.6- Domaine d'application des règles : [C.B.A.93]	3
I.7- Les sollicitations	4
I.8- Les matériaux	4
I.8.a- Béton	4
I.8.b- Acier	4
II- Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure	5
II.1- Introduction	5
II.2- Pré dimensionnement des éléments résistants	5
II.3- Pré dimensionnement des poutres	5
II.3.a- Pré dimensionnement des poutres	5
II.3.b- Pré dimensionnement des poutres principales	5
II.3.c- Pré dimensionnement des poutres secondaires	6
II.4- Pré dimensionnement des planchers	6
II.4.a- Plancher à corps creux	6
II.4.b- Plancher à dalle pleine	7
II.5- Descente des charges	8
II.5.a- Plancher à corps creux	8
II.5.b- Surcharges d'exploitation	9
II.5.c- Dégression des surcharges d'exploitation	9
II.6- Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure	10
II.6.a- Pré dimensionnement des poteaux	10
II.6.b- D'après les règles de BAEL	11
II.7- Pré dimensionnement des voiles	15
II.7.a- Voile de contreventement	15

III- Plancher à corps creux et dalle plein :	17
III.1- Introduction	17
III.2- Plancher à corps creux	17
III.2.a- Détermination des dimensions des poutrelles	17
III.2.b- Étude de la dalle de compression	18
III.2.c- Etude des poutrelles	19
III.2.d- Détermination des sollicitations des poutrelles	20
III.2.e- Détermination des armatures	26
III.2.d- Vérification de la flèche	33
III.3-Plancher à dalle pleine :	38
III.3.1-Méthode de calcul	38
III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations	39
III.3.3- Application	41
III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine	44
III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement :[CBA93/A.5.2.2]	48
III.3.6-vérification de la flèche	49
IV. Etude des éléments secondaires	54
IV.1- Etude des escaliers	54
IV.1.1-Généralités	54
IV.1.2-Pré-dimensionnement	56
IV.1.3- Calcul du ferrailage	59
A. Marches porteuses	59
B. Escalier à pailasse porteuse	63
IV.1.4- Poutre Brisé	70
IV.1.4.1-Pré-dimensionnement	70
IV.1.4.2-Evaluation des charges	71
IV.1.4.3- Calcul du ferrailage	73

A. En travée :	73
B. En Appuis :	74
IV. 2-Etude de l'acrotère	81
IV.2.1-Définition	81
IV.3.2-Calcul du ferrailage	81
IV.3.3-Détermination des sollicitations	81
IV.3.4- Détermination de la section des armatures	82
IV.3- Etude des balcons	87
Type 01	87
IV.3.1- Descente de charges	87
IV.3.2- Calcul de la charge due au poids du mur	87
IV.3.2- Surcharges d'exploitation	88
IV.3.3- Calcul du ferrailage	89
IV.3.4- Calcul des armatures transversales	90
Type 02	94
IV.3.5- Descente de charges	94
IV.3.6- Calcul du ferrailage	95
IV.3.7- Vérification des contraintes de cisaillement	96
IV.2.8-Vérification de la flèche	96
V. Etude de l'ascenseur	98
V.1-Introduction	98
V.2-Etude de l'ascenseur	98
V.3-Descente de charge	99
A. Masse de la cabine	99
B. Masse du contre poids	100
C. Masse du câble	100
D. Masse du treuil	102
V.4-Etude du plancher	102
V.5- Calcul des ferrailages	108

V.6- Vérification des contraintes de cisaillement	112
VI. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	114
VI.1- Introduction	114
VI.2- Niveau d'application de l'action sismique	114
VI.3-Modélisation	114
A. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis	114
B. Modélisation de la rigidité	115
C. Modélisation de la masse	115
VI.4-Présentation du logiciel « ETABS »	115
V.4.1-Etapes de la modélisation	118
VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003	118
VI.5.1- Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]	118
VI.5.2- Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]	118
VI.5.3- Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]	118
VI.6-Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 :[RPA99/V2003-Article4.1]	118
VI.6.1- Méthodes utilisables : [RPA99/V2003-Article4.1.1]	118
VI.6.2- Méthode statique équivalente	118
VI.6.3- La méthode modale spectrale	119
VI.7- Méthode dynamique modale spectrale	119
VI.7.1- Spectre de réponse de calcul	119
VI.8-Caractéristiques géométriques et massique de la structure	123
A. Détermination des masses et centres de masse par étage	123
B. Détermination de centre de torsion par étage	124
C. Calcul de l'excentricité	124
VI.9- Vérification des conditions du RPA99/Version2003	125
VI.9.1-Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]	125
VI.9.2- Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article4.2.3]	126
VI.9.3-Périodes et facteurs de participation modale	126
VI.9.4- Vérification des Sollicitations normales:[RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]	127

VI.9.5- Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]	128
VI.9.6-Vérification de l'effet $P - \Delta$: [RPA99/V2003-Article 5.9]	130
VI.9.7-Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement : [RPA99/V2003-Article 3.4]	131
VII. Etude des portiques	133
VII.1-Introduction	133
VII.2-Définition	133
VII.3-Ferraillage des portiques	133
VII.3.1- Combinaisons d'actions	133
VII.3.2-Ferraillage des poutres	134
a) Ferrailages réglementaires	134
b) Les sollicitations des poutres	135
c) Calcul des armatures transversales	139
VI.3.3-Etude des poteaux	144
VI. 3.3.1-Combinaison de charges	145
VI.3.3.2-Principe de calcul	145
VI.3.3.3-Ferraillage des poteaux	145
a) Ferrailage réglementaire	145
1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1]	145
2) Règlement BAEL 91	147
3) Exemple de calcul	149
VIII- Etude des voiles	170
VIII.1- Introduction	170
VIII.2- Ferrailage des voiles de contreventement	170
VIII.2.1-Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1]	170
VIII.2.2-Les Armatures horizontales	172
VIII.3- Etude des voiles périphérique	181
VIII.3.1- Détermination des sollicitations	181
a) Poids propre du voile périphérique	181
b) Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]	181

IX- Etude des Fondations	188
IX.1- Introduction	188
IX.1.1-Choix du type de fondation	188
IX.1.2- Types de fondations	188
a) Fondations superficielles	188
b) Fondations superficielles	188
IX.1.3- Les combinaisons d'action	188
IX.2- Calcul des semelles	189
IX.2.1- Dimensionnement	189
IX.2.2- Pré dimensionnement	189
• Semelle centrale	189
• Semelle d'angle	190
IX.3- Etude du radier :	190
IX.3.1- Pré-dimensionnement du radier	190
IX.3.2- Pré dimensionnement des poutres	194
IX.3.3- Détermination des sollicitations	194
a) Caractéristiques du radier	194
b) Calcul du poids propre du radier P_r	195
c) Surcharges d'exploitation Q_r	195
d) Combinaisons d'actions :	195
e) Vérification des contraintes sous radier	196
f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement	198
IX.4- Ferrailage du radier	199
IX.4.1- Ferrailage de la dalle	199
IX.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages)	209
IX.6-Etude des longrines : [RPA99/V2003/A. 10.1.]	224

Liste des figures

Chapitre I : Généralité :

Figure I N° 01: Plan du 1 ^{er} au 8 ^{ème} étage bloc A1	2
Figure I N° 02: Coupe A-A (bloc A1)	3
Figure I N° 03: Plan de toiture (bloc A1)	3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure :

Figure II N° 01: coupe transversale d'un plancher à corps creux	6
Figure II N° 02 : Section e calcul de la poutrelle	7
Figure II N° 03 : Dimensions d'un panneau de dalle	7
Figure II N° 04 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....	8
Figure II N° 05 : Détail des constituants du plancher étage courant	8
Figure II N° 06: Surface afférente du poteau le plus sollicité	10
Figure II N°07 : section réduite du poteau	10
Figure II N° 08: Coupe sur voile en élévation	15
Figure II N° 09 : Vue en plan des voiles	15

Chapitre III : Plancher à corps creux et dalle plein :

Figure III N° 01 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	17
Figure III N° 02 : Section de calcul	18
Figure III N° 02 : schimas statique des poutrelles	20
Figure III N° 04 : Poutrelle type 02	21
Figure III N° 05 : les diagrammes des moments fléchissants	24
Figure III N° 06 : section de calcul	26
Figure III N° 07 : Section de calcul en travée	26
Figure III N° 08 : Section de calcul en appuis	27
Figure III N° 09 : Section de calcul	29

Figure III N° 10 : Section de calcul en travée	29
Figure III N° 11 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	32
Figure III N° 12 : Section de calcul	34
Figure III N° 13 : ferrailage de poutrelle	37
Figure III N° 14 : Dimensions d'un panneau de dalle	38
Figure III N°15 : Enrobage	38
Figure III N° 16 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant	40
Figure III N° 17 : Schéma des panneaux	41
Figure III N° 18 : Schéma du panneau 1	41
Figure III N° 19 : Schéma statique de panneau (8)	42
Figure III N° 20 : Section de calcul en travée (x-x)	44
Figure III N° 21 : Section de calcul en appuis (x-x)	45
Figure III N° 22 : Section de calcul en travée (y-y)	46
Figure III N° 23 : Section de calcul en appuis (y-y)	47
Figure III N° 24 : Panneau (8)	48
Figure III N° 25 : Coordonnée de centre de gravité	50
Figure III N° 25 : Ferrailage de la dalle pleine	53

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires :

Figure IV.1N°01 : Vue en plan de la cage d'escaliers	54
Figure IV.1N°02 : Coupe sur la cage d'escaliers	54
Figure IV.1N°03 : Vue en plan de la cage d'escalier type 01	55
Figure IV.1N°04 : Schéma de la marche porteuse	58
Figure IV.1N°05 : Schéma statique de la marche porteuse	59
Figure IV.1N°06 : Section de calcul	59
Figure IV.1N°07 : Coupe transversale sur la marche porteuse	61

Figure IV.1N°08 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse	62
Figure IV.1N°09 : Schéma statique de l'escalier à paillasse porteuse	63
Figure IV.1N°10 : Diagrammes efforts tranchant et des moments fléchissant à E.L.U pour une poutre simplement appuyée	64
Figure IV.1N°11 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S	66
Figure IV.1N°12 : Section de calcul de la paillasse porteuse en travée	66
Figure IV.1N°13 : section de calcul de paillasse en appuis	68
Figure IV.1N°14 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse	69
Figure IV.1N°15 : Section transversale de la poutre brisée	70
Figure IV.1N°16 : Schéma statique de la poutre brisée	71
Figure IV.1N°17 : Section de calcul de la poutre en travée	73
Figure IV.1N°18 : Section de calcul de la poutre en appuis	74
Figure IV.1N°19 : schéma des marches porteuses (effet de torsion)	75
Figure IV.1N°20 : Section du calcul	75
Figure IV.1N°21 : Armatures longitudinales et transversales	77
Figure IV.1N°22 : Dessin de ferrailage de la poutre brisée en travée	79
Figure IV.1N°23 : Dessin de ferrailage de la poutre brisée en appuis	79
Figure IV.2N°01 : Dimension de l'acrotère et schéma statique	81
Figure IV.2N°02 : Section de calcul	82
Figure IV.2N°03 :Position de centre de pression	83
Figure IV.2N°04 :Position de centre de pression	84
Figure IV.2N°05 : Ferrailage de l'acrotère	86
Figure IV.3.N°01 : Coupe transversale d'un balcon à dalle pleine (d'étage courant)	87
Figure IV.3.N°02 :Enrobage	88
Figure IV.3.N°04 : Disposition des armatures de la nappe supérieure	88
Figure IV.3.N°05 :Schéma statique du balcon	88

Figure IV.3.N°06: Schéma explicatif	90
Figure IV.3.N°07: Schéma de ferrailage du balcon type 01	93
Figure IV.3.N°08: Schéma statique du balcon type2	94
Figure IV.3.N°09: Section de calcul	95
Figure IV.3.N°10: Schéma de ferrailage du balcon type 02	97

Chapitre V : Étude de l'ascenseur :

Figure V N°01 : dimensions de l'ascenseur	98
Figure V N°02 : Ascenseur électrique	99
Figure V N°03 : Abaque de détermination de suspentes	100
Figure V N°04 : schéma de la surface d'impact	103
Figure V N°05 : Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées	104
Figure V N°06 : Schéma de panneau de dalle d'ascenseur	106
Figure V N°07 : Section de calcul en travée (x-x)	108
Figure V N°08 : Section de calcul en appuis (x-x)	109
Figure V N°09 : Section de calcul en travée (y-y)	110
Figure V N°10 : Section de calcul en appuis (y-y)	111

Chapitre VI : Etude dynamique et sismique

Figure VI N°01 : Interface de l'Etabs	117
Figure VI N°02 : Disposition des voiles	123

Chapitre VII : Étude des portiques

Figure VII N°01 : Section de calcul en travée	136
Figure VII N°02 : Section de calcul en Appuis	137
Figure VII N°03: Armatures transversales.	140
Figure VII N°04 : Ferrailage des poutres secondaire	143
Figure VII N°05: Ferrailage des poutres principales	143
Figure VII N°06 : Sollicitation sur les poteaux	144

Figure VII N°07: Section de calcul du poteau	146
Figure VII N°08: zone nodale [RPA99/2003.Fig.7.2]	146
Figure VII N°09: Armatures transversales dans la zone de recouvrement	147
Figure VII N°10: section de calcul.	149
Figure VII N°11: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	150
Figure VII N°12: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	151
Figure VII N°13: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	154
Figure VII N°14: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	155
Figure VII N°15: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	157
Figure VII N°16: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	160
Figure VII N°17: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	161
Figure VII N°18: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	163

Chapitre VIII : Etude des voiles

Figure VIII N°01: Les sollicitations de calcul d'un voile	170
Figure VIII N°02: les sections de calcul	171
Figure VIII N°03: disposition des armatures verticales dans les voiles	171
Figure VIII N°04: Section du calcul de voile suivant l'axe xx	173
Figure VIII N°05: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	173
Figure VIII N°06: Section du calcul de voile suivant l'axe y-y	175
Figure VIII N°07: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale	177
Figure VIII N°08: Dessin du ferrailage du voile de contreventement	180
Figure VIII N°09: Schéma des contraintes de voile périphérique	182
Figure VIII N°10: Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel	182
Figure VIII N°11: Enrobage	184
Figure VIII N°12: Section de calcul en travée (x-x)	184

Figure VIII N°13: Section de calcul en travée (y-y)	186
Figure VIII N°14: Ferrailage du voile périphérique	187

Chapitre IX : Etude des Fondations

Figure IX N°01: Semelle isolée	189
Figure IX N°02: Schéma statique du radier général	190
Figure IX N°03: Panneau le plus sollicité	191
Figure IX N°04: dimension de la poutre	194
Figure IX N°05: Schéma des contraintes du sol	196
Figure IX N°06: L'encrage de la structure	198
Figure IX N°07: Schéma du panneau de la dalle	199
Figure IX N°08: Enrobage	200
Figure IX N°09: Section de calcul dans le sens xx	201
Figure IX N°10: Section de calcul dans le sens yy	201
Figure IX N°11: Schéma statique du débordement	207
Figure IX N°12: Section de calcul	207
Figure IX N°13: la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres	209
Figure IX N°14 : Distribution des charges sur les poutres principales	209
Figure IX N°15: Distribution des charges sur les poutres secondaires	210
Figure IX N°16: Section de calcul	212
Figure IX N°17: Section de calcul en travée	213
Figure IX N°18: Section de calcul en appuis	215
Figure IX N°19: Armatures transversales	219
Figure IX N°20: dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis	221
Figure IX N°21: dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée	221
Figure IX N°22: dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis	222
Figure IX N°23: dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée	222
Figure IX N°24: ferrailage de la dalle de radier	223
Figure IX N°25: dessin de ferrailage de longrine	225

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des poutres secondaires:

III-	Tableau II.N°1 : tableau récapitulatif des sections des poutres	6
IV-	Tableau II.N°2 : Charges permanentes pour plancher terrasse	8
V-	Tableau II.N°3 : Charges permanentes pour plancher étage courant	9
VI-	Tableau II.N°4 : Charges permanentes pour plancher dalle pleine	9
VII-	Tableau II.N°5: Dégression des surcharges d'exploitation	10
VIII-	Tableau II.N°6:Tableau récapitulatif de dimensionnement des poteaux	14
IX-	Tableau II.N°7:Epaisseur des voiles.	16

Chapitre III : Plancher à corps creux et dalle plein :

Tableau III.N°1:	Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux	25
Tableau III.N°2:	Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis	37
Tableau III.N°3 :	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	43

Chapitre IV. Etude des éléments secondaires

Tableau. IV.1.1 :	Tableau récapitulatif des moments fléchissants	72
Tableau IV.3.1:	Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon	87

Chapitre V : Etude de l'ascenseur :

Tableau V N°1 :	caractéristique des câbles	101
Tableau V N°02 :	Tableau récapitulatif des résultats	105
Tableau V N°03:	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées ...	107

Chapitre VI: ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau VI.N°1:	Pénalités du facteur de qualité P_q	122
Tableau VI.N°2 :	Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité	125
Tableau VI.N°3 :	périodes, modes et facteurs de participation massique	127

Tableau VI.N°4 : Vérification des déformations	129
Tableau VI.V°5 : Vérification de l'effet($P - \Delta$) sens xx	130
Tableau VI.N°6 : Vérification de l'effet($P - \Delta$) sens yy	131
Tableau VI.N°7 : Tableaux des charges verticales portées par les voiles	132

Chapitre VII : Étude des portiques

Tableau : VII.N°2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants	135
Tableau : VII.N°2 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires	142
Tableau VII.N°3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux	148
Tableau VII.N°4 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants	148
Tableau VII.N°5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux	168

Chapitre VIII : Etude des voiles

Tableau VIII.N°1 : Les sollicitations de calcul du voile	172
Tableau VIII.N°2 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée) ..	183
Tableau VIII.N°3 : Tableau de ferrailage du voile périphérique	187

Chapitre IX : Etude des Fondations

Tableau IX N°1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements	194
Tableau IX N°2 :Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées	200
Tableau IX N°3 : Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement	211
Tableau IXN°4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement	212
Tableau IX N°5 : Tableau récapitulatif des choix des armatures	228

Notation

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_0 : Aire d'une section homogène.

E_i : Module de déformation instantané du béton.

E_y : 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_0 : 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).

M₀ : 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.

I₀ : 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 $\left(\frac{y}{d}\right)$.

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature.

λ : Elancement mécanique d'une pièce.

μ : Moment réduit ultime (sans dimensions).

ρ : Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

τ : Contrainte tangentielle conventionnelle.

ν : Coefficient de poisson.

Introduction général

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.

I- Généralité

I.1- Introduction:

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

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

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

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

Le béton est utilisé depuis presque deux siècles. C'est un matériau de construction qui trouve son champ d'utilisation pratiquement dans tous les domaines du génie civil. Actuellement il est sans doute le plus utilisé pour les avantages économiques et techniques qu'il présente. Toutefois, pour l'utiliser de manière adéquate, il est impératif de connaître les techniques de fabrication, ainsi que les formules de calcul de résistance. Les objectifs de cette étude sont avant tout, d'assurer la sécurité des usagers de cette structure. Pour satisfaire à ces exigences, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays qui sera le RPA99/version 2003 pour pays (L'Algérie).

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études. Nous avons choisi d'étudier un projet de bâtiment à usage d'habitation (S-S+R+8) contreventé par des voiles. Il sera réalisé dans la zone de Kharouba (wilaya de Mostaganem) dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa) et de groupe d'usage 2.

I.2- Présentation du projet :

L'ouvrage qui va faire l'objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment d'habitation implanté à Mostaganem (kharouba) zone de sismicité moyenne (Zone IIa), de groupe d'usage (2) selon le **RPA99 version 2003** et qui est constitué d'un sous - sol; Rez-de-chaussée et 8 étages. On trouve quatre appartements par étage ; cage d'escalier et cage d'ascenseur.

- Le sous-sol est réservé pour le stationnement des véhicules (parking).
- Le rez-de-chaussée est pour usage commercial.
- Les étages du 1 jusqu'au 8^{ème}, à usage d'habitation.

I.3- Les plans d'architecteurs :

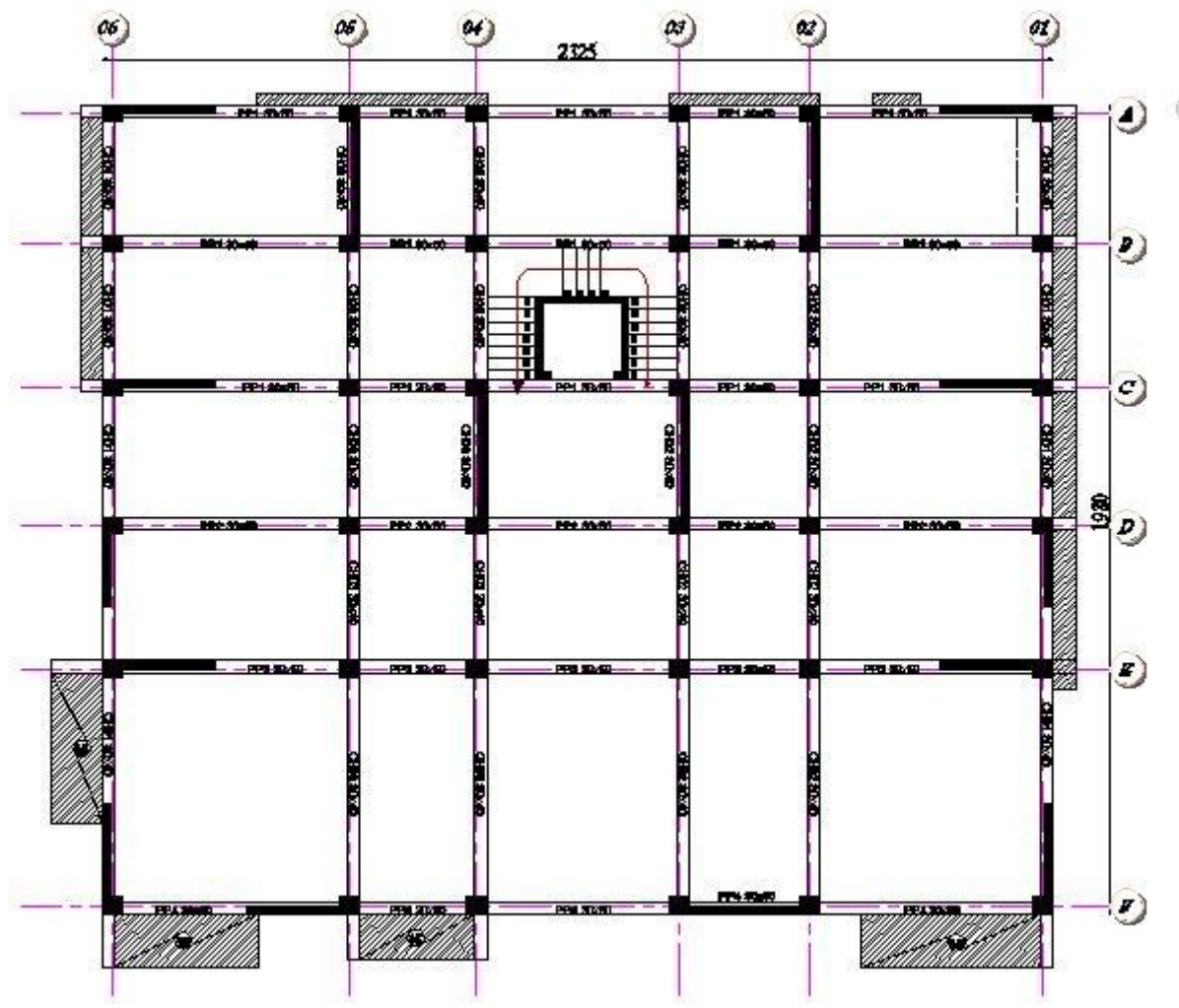


Figure I N° 01: Plan du 1^{er} au 8^{ème} étage bloc A1.

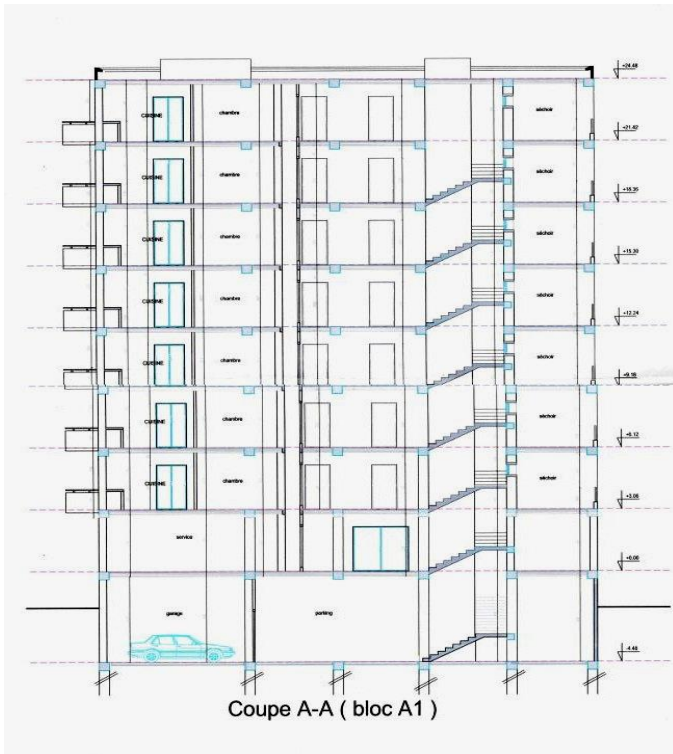


Figure I N° 02: Coupe A-A (bloc A1).

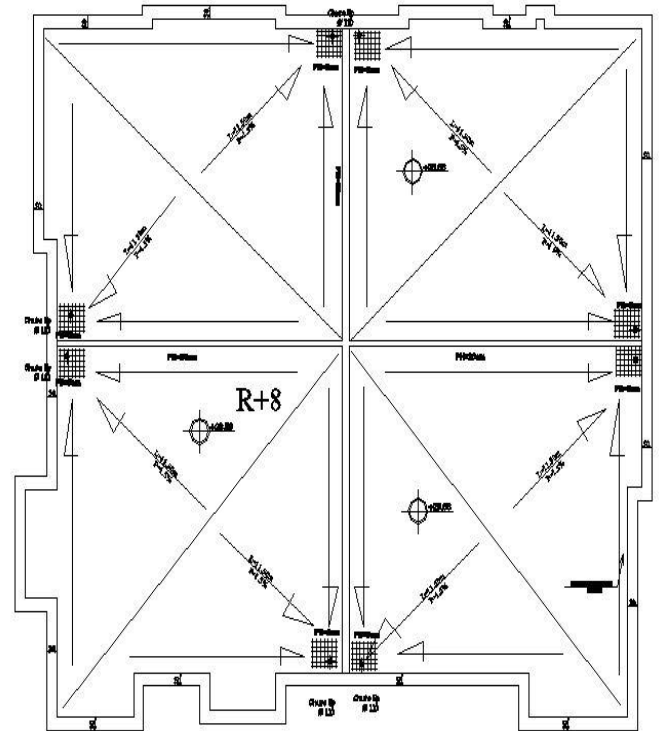


Figure I N° 03: Plan de toiture (bloc A1).

I.4- Caractéristiques géométriques de la structure :

Notre projet a une forme rectangulaire, présentant les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m.
- Hauteur du RDC $h_{RDC} = 4,08$ m.
- Hauteur du sous-sol $h_{SS} = 2,50$ m.
- Hauteur totale de bâtiment (sens l'hauteur de l'acrotère)..... $H = 31,06$ m.
- Cage d'escaliers : $(4,95 \times 3,50)$ m².
- Cage d'ascenseur : $(1,85 * 1,55)$ m².
- Largeur du bâtiment $B = 19,80$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 23,15$ m.

I.5- Caractéristiques géotechniques du sol :

Le rapport géotechnique nous indique que le sol d'assise de la construction est un meuble (S3) L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et la contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 2.5$ bars.

I.6- Domaine d'application des règles : [C.B.A.93]

Les règles de calcul C.B.A 93 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels avec un dosage en ciment au moins égal a 300kg/m^2 .

I.7- Les sollicitations :

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

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

I.8- Les matériaux :

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

I.8.a- Béton :

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et de 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 CBA.93, et tout règlement applicable en Algérie

- Ciment utiliséCPJ (dosage 350 kg/m³).
- Sable400 litres/m³
- Gravier800 litres/m³.
- L'eau de gâchage160 à 180 litres /m³.
- la résistance caractéristique du béton à la compression est de 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)
- la résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \rightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.8.b- Acier :

- Le module de déformation longitudinal de l'acier est : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$.
- La contrainte de calcul est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma}$, Avec : f_e : limite d'élasticité de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

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

❖ Les aciers utilisés en béton armé sont :

- **Les ronds lisses (R. L)** : on utilise la nuance FeE 235 avec les diamètres: (6 et 8) [mm].
- **Acier à haute adhérence (HA)** : de nuance FeE 400, les diamètres utilisées sont les suivants : 12, 14, 16 et 20
- **les treillis soudés (TS)** : de nuance TLE 520; on utilise Ts \emptyset 6 avec une ouverture de mailles = (20 × 20) cm².

II- Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure

II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement sert à estimer les dimensions (coffrage) des différents éléments résistants de l'ouvrage (poteaux, poutres, dalles, voiles,...) en utilisant certaines formules forfaitaires approuvées par l'expérience et la pratique courante tout en s'assurant du strict respect des recommandations dictées par les différents règlements techniques (RPA99/Version 2003; BAEL 91 modifié 99, CBA 93). Les résultats obtenus dans cette phase ne sont toute fois pas définitifs et peuvent être modifiés lors du dimensionnement.

II.2- Pré dimensionnement des éléments résistants:

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage :

- Terrasse non accessible $Q_0 = 1,00 \text{ KN/m}$.
- Plancher à usage d'habitation.
- Plancher à usage commercial.

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers, à savoir :

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

II.3- Pré dimensionnement des poutres:

II.3.a- Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité.
- Conditions imposées par le règlement parasismique algérien R.P.A 99 Version 2003.

II.3.b- Pré dimensionnement des poutres principales:

a) Critère de rigidité:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : Portée de la poutre.

$$\text{Pour } L = 5,80 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 38,67 \text{ cm} \leq h \leq 58,00 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} \\ 20,00 \text{ cm} < b \leq 40,00 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Conditions imposées par le règlement parasismique algérien R.P.A 99 Version 2003:

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ (cm)}. \\ b \geq 20 \text{ (cm)}. \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \begin{cases} h = 50 \geq 30 \text{ (cm)}. \\ b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}. \\ \frac{1}{4} \leq \frac{50}{30} = 1,66 \leq 4. \end{cases}$$

Donc ; la section adoptée pour les poutres principales est de dimensions (30×50) cm.

II.3.c- Pré dimensionnement des poutres secondaires:**a) Critère de rigidité:**

$$\text{Pour } L = 5,80 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 38,67 \text{ cm} \leq h \leq 58,00 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 16,00 \text{ cm} < b \leq 32,00 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Conditions imposées par le règlement parasismique algérien R.P.A 99 Version 2003:

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ (cm)}. \\ b \geq 20 \text{ (cm)}. \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ (cm)}. \\ b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}. \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4. \end{cases}$$

Alors; la section adoptée pour les poutres secondaires est de dimensions (30×40) cm².

Tableau II.N°1 : tableau récapitulatif des sections des poutres.

Poutre	Section [cm ²]
Poutre Principale (P.P)	(30 × 50)
Poutre Secondaire (P.S)	(30 × 40)

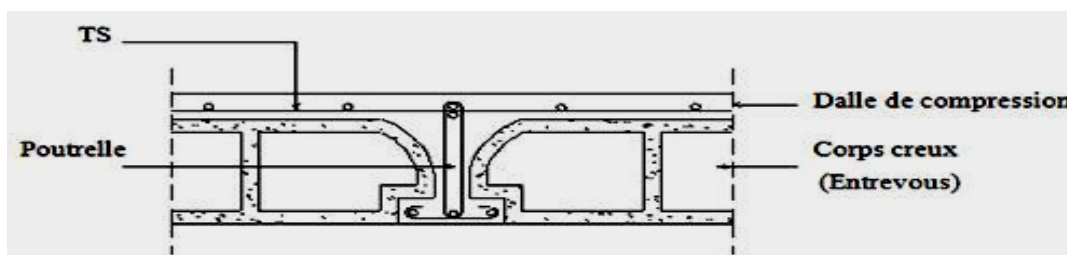
II.4- Pré dimensionnement des planchers:

On utilise deux types de planchers :

- ❖ Plancher à corps creux ;
- ❖ Plancher à dalle pleine ;

II.4.a- Plancher à corps creux :

Puisque les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

**Figure II N° 01: coupe transversale d'un plancher à corps creux.**

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à corps creux, on utilise la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

- $h_t = h$: hauteur (épaisseur) totale du plancher ;
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;
- h_1 : épaisseur du corps creux ;
- L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutelle.

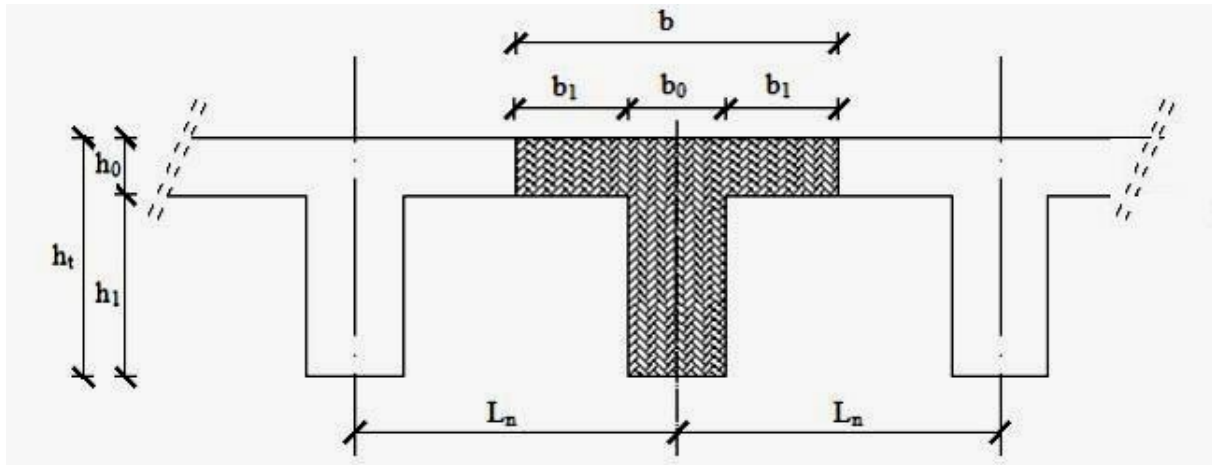


Figure II N° 02 : Section e calcul de la poutrelle.

$$L_{\max} = (5,80 - 0,40) - 1 = 4,40 \text{ m} ;$$

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_0 \leq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \frac{440}{25} \leq h_t \leq \frac{440}{20} \Rightarrow 17,6 \leq h_t \leq 22$$

On prend : $h_t = (16+4) \text{ cm}$, avec : $h_0 = 4 \text{ cm}$ et $h_1 = 20 \text{ cm}$.

II.4.b- Plancher à dalle pleine:

On utilise des planchers à dalle pleines pour les niveaux inférieurs (plancher haut du sous-sol) parce qu'il résiste mieux aux effets de cisaillement dus aux séismes par rapport aux planchers à corps creux.

➤ Cas d'une dalle portant suivant les deux sens :

$$0,4 < \rho \leq 1 \Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) \times l_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : la plus petite longueur du panneau de dalle.

L_y : la plus grande longueur du panneau de dalle.

Dans notre cas :

Le panneau le plus défavorable est de dimensions :

$$\begin{cases} L_x = L_y = 5,80 \text{ cm.} \\ \rho = \frac{580}{580} = 1 \Rightarrow 0,4 \text{ cm} \leq \rho \leq 1 \text{ cm} \end{cases}$$

dalle.

Donc ; la dalle porte suivant deux sens :

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x \Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) \times 580 \text{ cm} \Rightarrow h_d = (11,60 \div 14,50) \\ \Rightarrow h_d = 12 \text{ cm.}$$

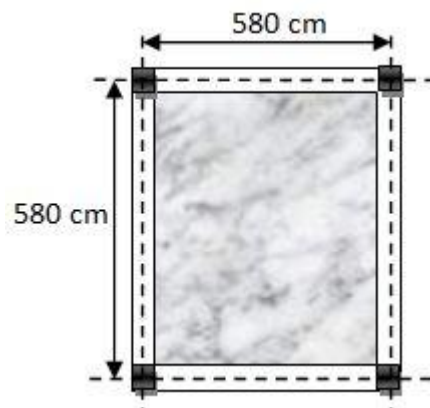


Figure II N° 03 : Dimensions d'un panneau de

❖ Condition d'isolation acoustique:

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

❖ **Condition de sécurité en matière d'incendie:**

- $h_d=7$ cm pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d=11$ cm pour 2 heure de coupe de feu.
- $h_d=17,5$ cm pour 4 heure de coupe de feu.

❖ **Conclusion :**

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

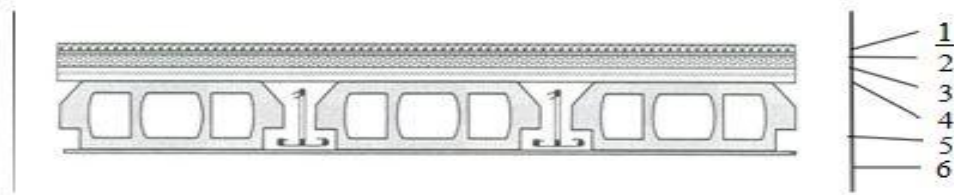
II.5- Descente des charges :**II.5.a- Plancher à corps creux :**❖ **Plancher terrasse (non accessible) :**

Figure II N° 04 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.N°2 : Charges permanentes pour plancher terrasse

N°	Désignation	Ep [m]	Masse volumique [daN/m]	Poids [daN/m ²]
01	Gravillon de protection.	0,040	2000	80
02	Étanchéité multicouche.	0,020	600	12
03	Béton pour forme de pente.	0,120	2200	264
04	Isolation thermique(Polystyrène).	0,040	400	16
05	Corps creux (16+4).	0,200	-	280
06	Enduit au plâtre	0,015	1000	15
Total	G_{total}	/	/	667

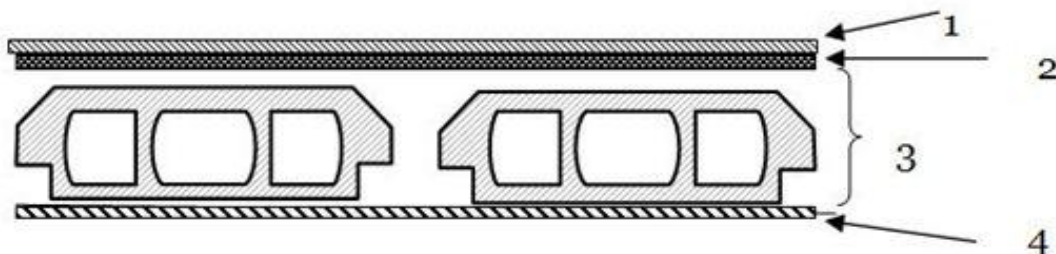
❖ **Plancher étage courant :**

Figure II N° 05 : Détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau II.N°3 : Charges permanentes pour plancher étage courant.

N°	Désignation	Ep [m]	Masse volumique [daN/m]	Poids [daN/m ²]
01	Revêtement carrelage.	0,020	2000	40
02	Mortier de ciment.	0,030	2000	60
03	Plancher à corps creux.	0,200	-	280
04	Cloisons légère.	0,100	-	100
05	Enduit au plâtre	0,015	1000	15
Total	G_{total}	/	/	495

❖ **Plancher à dalle pleine :****Tableau II.N°4 : Charges permanentes pour plancher dalle pleine.**

N°	Désignation	Ep [m]	Masse volumique [daN/m]	Poids [daN/m ²]
01	Carrelage.	0,0200	2000	40
02	Mortier de ciment.	0,030	2000	60
03	Dalle pleine.	0,160	2500	400
04	Cloisons légère.	0,100	-	100
05	Enduit au plâtre.	0,015	1000	15
Total	G_{total}	/	/	615

II.5.b- Surcharges d'exploitation:

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

- ✓ Terrasse non accessible: $Q_0=1,00 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Etage courant (locaux à usage d'habitation): $Q_1=1,50 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Haut sous-sol (locaux à usage commercial): $Q_2=2,50 \text{ KN/m}^2$.

II.5.c- Dégression des surcharges d'exploitation:

Lorsque la charge d'exploitation est identique pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées au DTR :

Haut étage 08	Q_0 .
Haut étage 07.....	Q_0+Q_1 .
Haut étage 06.....	$Q_0+ 0,95(Q_1+Q_2)$.
Haut étage 05	$Q_0+ 0,9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
Haut étage 04.....	$Q_0 +0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
Haut étage 03.....	$Q_0 +0,8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.
Haut étage 02.....	$Q_0 +0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6)$.
Haut étage 01.....	$Q_0 +0,71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6+ Q_7)$.
Haut étage RDC.....	$Q_0 +0,68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6+ Q_7+ Q_8)$.
Haut étage Sous-sol	$Q_0 +0,67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_{RDC})$.

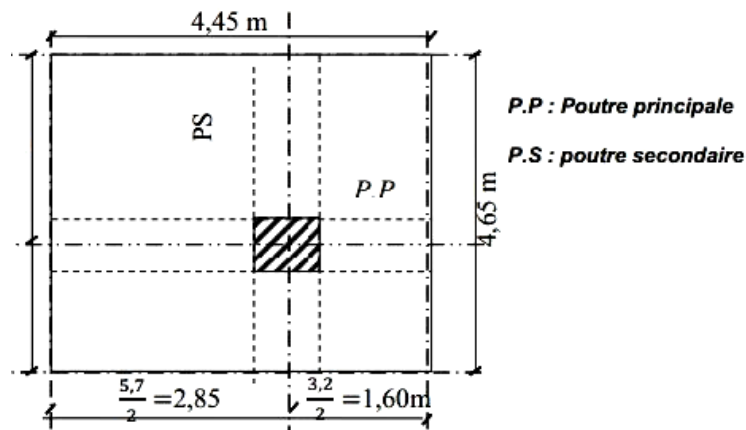
Dégression des surcharges d'exploitation selon le document technique réglementaire D.T.R.b.c.2.2 surcharge d'exploitation.

Tableau II.N°5: Dégression des surcharges d'exploitation.

Niveaux	Q [KN/m ²]
Haut étage 08	1,000
Haut étage 07	2,500
Haut étage 06	3,850
Haut étage 05	5,050
Haut étage 04	6,100
Haut étage 03	7,000
Haut étage 02	7,750
Haut étage 01	8,500
Haut étage RDC	9,250
Haut étage Sous – sol	10,670

II.6- Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure:**II.6.a- Pré dimensionnement des poteaux:**

Le calcul est basé en un premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (poteau central). La surface afférente qui est la surface résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau st comme indiquée sur la figure II N° 06.

**Figure II N° 06:** Surface afférente du poteau le plus sollicité.

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

Avec :

h_e =hauteur libre de l'étage.

II.6.b- D'après les règles de BAEL :

La valeur théorique de l'effort normale résistant est :

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

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

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

- K : facteur correcteur pour la durée d'application des charges, les charges étant appliquées généralement après 90 jours $\Rightarrow K=1$.
- θ : facteur de durée d'application des charges $\Rightarrow \theta = 1$.
- La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

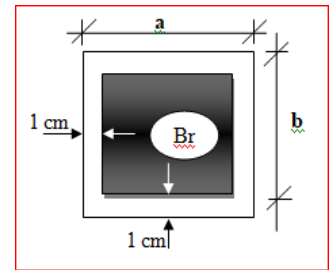


Figure II N°07 : section réduite du

- Pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0,85}{(1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0,85}{\beta}$
- Avec : $\beta = (1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2)$.

Avec ces correctifs. L'effort normal résistant ultime : $N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_s} + \lambda \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

- 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) = 400 MPa.
- A : Section d'armature à mettre en place.
- α : coefficient dépendant de l'éclatement (λ).
- La formule générale donne : $B_r \leq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots \dots \dots (*)$.

On prend : $\frac{A}{B_r} = 1\% = \frac{1}{100}$ (BAEL.91).

- σ_s : contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_e}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$.

Suivant les règles BAEL.91 :

- Pour un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$
- Pour $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$

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

$$B_r \leq \frac{1,2 \times N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \cdot \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,0064 N_u \rightarrow B_r \geq 0,0064 N_u$$

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

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

Avec :

N_g : Effort normal du aux charges permanentes.

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitation.

$N_u = 1,15 \times P_u$ d'après les règles BAEL.91.

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

❖ **Condition de flambement :**

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

Avec :

- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration de la section du béton.
- I : Moment d'inertie calculé dans le plan flambement le plus défavorable.
- B : Aire de la section du béton seul.

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

$$L_f = 0,7 \times L_0 ; \text{ avec } L_0 : \text{ longueur libre du poteau.}$$

➡ **Exemple du calcul :**

Poteau central le plus chargée : Cherchons maintenant les dimensions des poteaux sous-sol qui supporte la totalité des charges supérieures.

• **Longueur afférentes des poutres principales et secondaires :**

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (2,85 + 1,50) \times (2,9 + 1,75) = 20,69 \text{ m}^2$$

• **Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$P_p = 2500 \times 0,5 \times 0,3 = 375 \text{ daN/m.}$$

$$P_s = 2500 \times 0,4 \times 0,3 = 300 \text{ daN/m.}$$

• **La longueur afférente de la poutre principale :**

$$L_{\text{aff}} = 2,85 + 1,60 = 4,45 \text{ m.}$$

• **La longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$L_{\text{aff}} = 2,90 + 1,75 = 4,65 \text{ m.}$$

• **Poids propre des poutres principale et secondaire :**

$$L_{\text{tot}} = (P_p \times L_{\text{aff } P_p}) + (P_s \times L_{\text{aff } P_s}) = (375 \times 4,45) + (300 \times 4,65) = 3063,75 \text{ daN}$$

$$N_p = 1,35 \times P_{\text{tot}} \times n. \quad \text{Avec } n = \text{Nombre d'étage} = 10.$$

$$N_p = 1,35 \times 3063,75 \times 10 = 41360,63 \text{ daN.}$$

• **Poids propre de plancher :**

$$G_{\text{cululé}} = 5242 \text{ daN.}$$

$$Q_{\text{cululé}} = 1004,5 \text{ daN.}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35G + 1,5Q) S_{\text{aff}} = [(1,35 \times 5242) + (1,5 \times 1004,5)] \times 20,69 = 177591,58 \text{ daN.}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15 \times (177591,58 + 41360,63) = 251795,04 \text{ daN.}$$

II- Pré dimensionnement des résistants de structure

$$B_r \geq 0,0064N_u \rightarrow B_r = (a - 2) \times (b - 2) \geq 161149.$$

On prend : a=50, b=50.

La section de poteau au niveau du sous-sol est : (50×50) [cm²].

➤ **Remarque :**

Les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitations sont cumulées.

• **Vérification des conditions imposées par le RPA.99 (Version 2003) :**

- $\text{Min}(a ; b) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min}(50 ; 50) \geq 25 \Rightarrow \text{C.V.}$
- $\text{Min}(a ; b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h_e = 2,50 - 0,5 = 2,00 \text{ m} \Rightarrow \text{Min}(50 ; 50) \geq \frac{200}{20} = 10 \Rightarrow \text{C.V.}$
- $0,25 < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < \frac{50}{50} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \Rightarrow \text{C.V.}$

• **Condition de flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\left(\frac{I}{B}\right)}$$

$$I_x = \frac{(b^3 \times a)}{12} ; I_x = \frac{(50 \times 50^3)}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4 .$$

$$I_y = \frac{(a^3 \times b)}{12} ; I_y = \frac{(50 \times 50^3)}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4 .$$

$$B = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2 .$$

$$i_x = \left(\frac{520833.33}{2500}\right)^{0,5} = 14,43 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 l_0 .$$

$$\lambda_x = \frac{(0,7 \times 250)}{14,43} = 12,13 < 35 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$a = b \geq \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a = b \geq \sqrt{175,17} + 2 \Rightarrow a = b \geq 15,24 \text{ cm.}$$

Donc (30 × 30)cm² la section du poteau du dernier niveau (terrasse) et on fait la vérification.

Tableau II.N°6:Tableau récapitulatif de dimensionnement des poteaux.

Les étages	Plancher				Poutre Principale				Poutre secondaire				N _p [daN/m ²]	N _u [daN/m ²]	B _r [cm ²]	B [cm ²]	A [cm ²]
	G [daN/m ²]	P [daN/m ²]	S _{aff} [m ²]	N _{pl} [daN/m ²]	B [m]	H [m]	N _{pp} [daN/m ²]	L _{aff} [m]	b [m]	A [m]	N _{ps} [daN/m ²]	L _{aff} [m]					
Haut de 8 ^{ème} étage	667	100	20,69	21733,81	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	4136,06	29750,35	190,40	30	30
Haut de 7 ^{ème} étage	1162	250	20,69	40215,15	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	8272,12	55760,6	356,86		
Haut de 6 ^{ème} étage	1657	385	20,69	58230,97	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	12408,18	81235,02	519,90		
Haut de 5 ^{ème} étage	2152	505	20,69	75781,26	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	16544,25	106174,33	679,51	40	40
Haut de 4 ^{ème} étage	2647	610	20,69	92866,03	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	20680,31	130578,29	835,70		
Haut de 3 ^{ème} étage	3142	700	20,69	109485,27	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	24816,37	154446,88	988,46		
Haut de 2 ^{ème} étage	3637	775	20,69	125638,99	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	28952,43	177780,13	1137,79	45	45
Haut de 1 ^{er} étage	4132	84,55	20,69	141653,05	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	33088,50	200952,78	1286,09		
RDC	4627	916	20,69	157667,11	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	37224,56	224125,42	1434,40	50	50
Sous-sol	5242	1004	20,69	177591,58	0,30	0,50	375	4,45	0,30	0,40	300	4,65	41360,63	251795,04	1611,49		

II.7- Pré dimensionnement des voiles :

II.7.a- Voile de contreventement :

Les voiles sont des murs en béton armé. Le Système de contreventement utilisé dans notre cas est mixte assuré par des voiles et des portiques. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités et ils doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

D'après les règles parasismiques algériennes R.P.A 99 ; Version2003 article 7.7.1, on considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

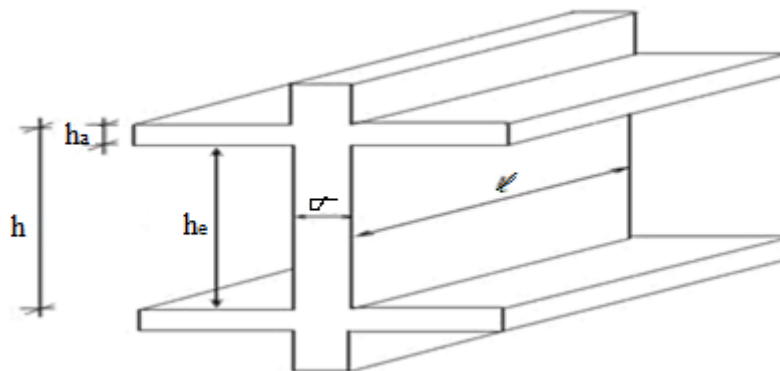


Figure II N° 08: Coupe sur voile en élévation.

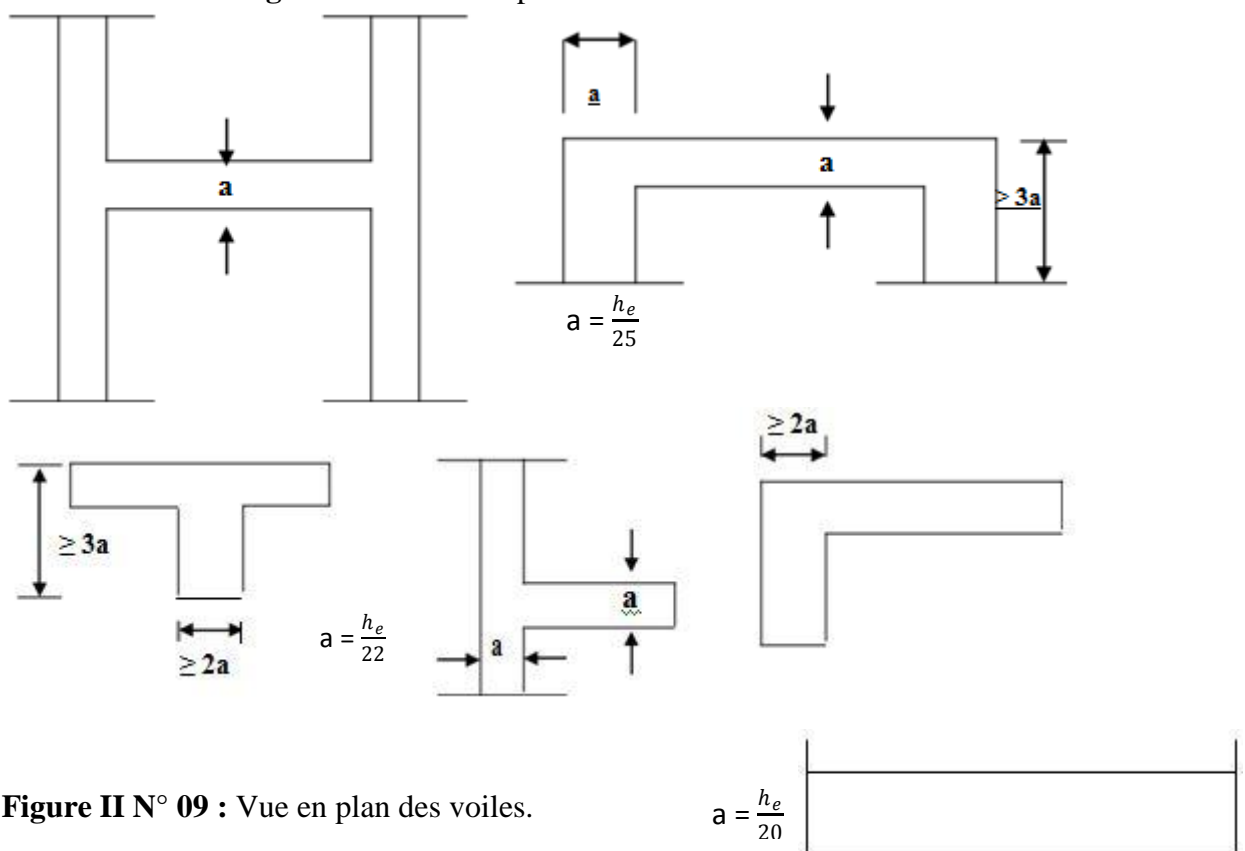


Figure II N° 09 : Vue en plan des voiles.

$$L \geq 4a$$

$$a = \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$)

h_e : hauteur libre d'étage

Notre site se situe à kharouba dans la wilaya de Mostaganem (Zone IIa):

nombre de niveaux ≥ 4 .

La hauteur $\geq 14 \text{ m}$.

$$\text{❖ Voile d'étage courant : } h_{\text{étage}} = 3,06 - 0,20 = 2,86 \longrightarrow a_{\text{étage}} \geq \frac{2,86}{20} = 0,143.$$

$$\text{❖ Voile de RDC : } h_{\text{RDC}} = 4,08 - 0,20 = 3,88 \longrightarrow a_{\text{RDC}} \geq \frac{3,88}{20} = 0,194.$$

Tableau II.N°7: Epaisseur des voiles.

Niveaux	Epaisseurs [cm]
RDC	20
1 ^{er} au 8 ^{ème} étage	20

$$\text{❖ Voile de l'ascenseur: } a = \frac{h_e}{20}$$

Pour la cage d'ascenseur on adoptera une épaisseur : $a = 15 \text{ cm}$.

❖ Voile périphériques : C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau des fondations et le niveau de base de la construction. Ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de 2 nappes.

Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.

$$h_{\text{sous-sol}} = \begin{cases} 2,50 - 0,50 = 2 \text{ m} \\ a_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{2}{25} = 0,08 \text{ m}.$$

Donc on adoptera : $a = 15 \text{ cm}$.

III- Plancher à corps creux et dalle pleine :

III.1- Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capable de reprendre les charges verticales.

Les planchers ont un rôle très important dans la structure, ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre construction on peut distinguer deux types de planchers ; à savoir :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine.

III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

III.2.a- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux d'une hauteur de 20cm, dont :

- Un dalle de compression de hauteur $h_0 = 4\text{cm}$
- Corps creux (entrevous) de hauteur $(h-h_0)=16\text{cm}$

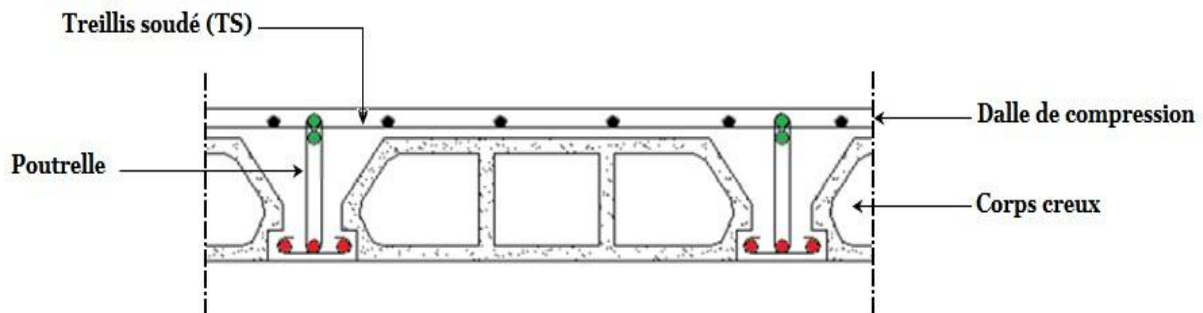


Figure III N° 01 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

D'après les règles [CBA 93] la largeur des ailettes de la table de compression (b_1) sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq \frac{l_n - b_0}{2} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures

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

D'après les normes Algériennes(DTR) b .c.2.2 charges et surcharge d'exploitation : $L_n= 60$ cm.

On prendra : $b_0= 12$ cm.

Type 1 :

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \\ h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \quad 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 \leq \min (24 ; 42 ; 48) = 24 \text{ cm}$$

Donc :

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

et : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$

D'après les normes Algériens, les dimensions du corps creux et de la dalle de compression sont :

$$b = 60 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}.$$

III.2.b- Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et armée d'un quadrillage de barre dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) .
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) .

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Si } : L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{F_e}$$

$$\text{Si } : 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right).$$

Pour l'écartement des axes des nervures (L_n) compris entre 50 et 80 cm, on a : $A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$.

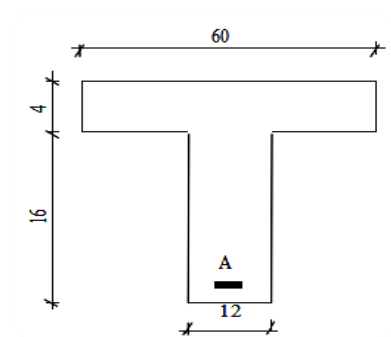


Figure III N° 02 : Section de calcul

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en [cm].

f_e : La limite d'élasticité de l'acier utilise [MPa].

La limite d'élasticité du treillis soudés pour un diamètre $\phi \leq 6\text{mm}$ est : $f_e = 520\text{MPa}$.

a) Armature perpendiculaire aux nervures :

Suivant les normes Algériennes [DTR b.c 2.2] (charges et surcharges) :

$$50\text{cm} \leq L_n \leq 60\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{520}\right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.46\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6\phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.18\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\phi 5 \rightarrow e = 15\text{cm}).$$

b) Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{0.46}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0.23\text{cm}^2/\text{ml}$$

on Prend :

$$6\phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.18\text{cm}^2/\text{ml}$$

donc; on adoptera un treillis soudés : Ts $\phi 5(150 \times 150)[\text{mm}^2]$.

III.2.c- Etude des poutrelles :

• **Evaluation des charges :** Les poutrelles supportent les charges suivantes :

$$\diamond \text{Plancher Dalle pleine +étages courants:} \begin{cases} G = 495 \text{ dan}/\text{m}^2 \\ Q = 150 \text{ dan}/\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\diamond \text{Plancher terrasse} \begin{cases} G = 667 \text{ dan}/\text{m}^2 \\ Q = 100 \text{ dan}/\text{m}^2 \end{cases}$$

• **Combinaisons fondamentales :**

–Etage courants :

$$\text{ELU} : q_u = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 495 + 1.5 \times 150) \times 0.60 = 535.95 \text{ daN}/\text{ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G + Q) \times L_n = (495 + 150) \times 0.60 = 387 \text{ daN}/\text{ml}$$

–Terrasse :

$$\text{ELU} : q_u = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 667 + 1.5 \times 100) \times 0.60 = 630.27 \text{ daN}/\text{ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G + Q) \times L_n = (667 + 100) \times 0.60 = 460.2 \text{ daN}/\text{ml}$$

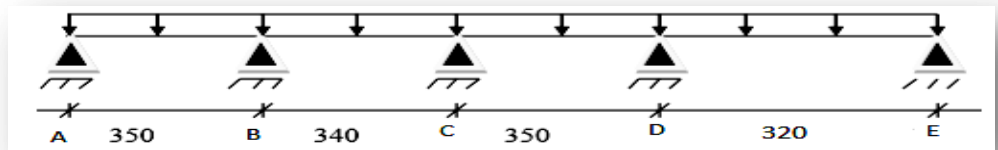
- Type des poutrelles :

On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont :

- Type 1 :

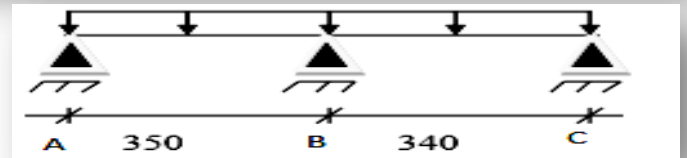
$$Q_U = 630.27 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_S = 460.2 \text{ daN/ml.}$$

**- Type 2 :**

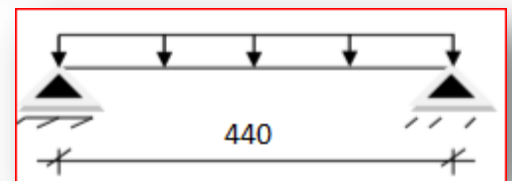
$$Q_U = 630.27 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_S = 460.2 \text{ daN/ml.}$$

**- Type 3**

$$Q_U = 630.27 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_S = 460.2 \text{ daN/ml.}$$

**- Type 4 :**

$$Q_U = 630.27 \text{ daN/ml}$$

$$Q_S = 460.2 \text{ daN/ml}$$

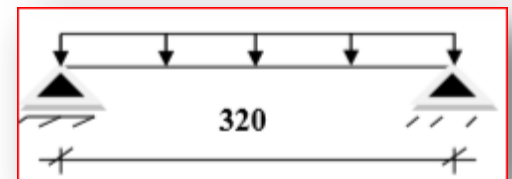


Figure III N° 02 : schémas statique des poutrelle

III.2.d- Détermination des sollicitations des poutrelles :

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire.

- La méthode de Caquot.

- Conditions d'application de **la méthode forfaitaire** : Un plancher est dit a charge d'exploitation modérée si :

- La surcharge d'exploitation $P \leq (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travée .
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Si une des quatre condition ci-dessus n'est pas vérifiée, le plancher sera considéré comme à force surcharge et pour la d'étier mi nation des sollicitation, on doit utiliser la méthode de caquât.

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

✓ $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min (2 \times 667 = 1334 \text{ daN/m}^2 ; 500 \text{ daN/m}^2) = 500 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \text{CV.}$

✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ...C.V.

✓ Le rapport des longueurs entre deux travées consécutives doit être :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.4}{3.5} = 0,97 \leq 1.25 \dots \dots \text{C.V.}$$

✓ la fissuration est considérée comme non préjudiciable.....C.V

❖ **Conclusion :**

Les 04 conditions sont vérifiées pour types (1et2) de notre structure, donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

➔ **Exemple de calcul :**

- **Poutrelle type 2:**

$$Q_U = 630,27 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_S = 460,2 \text{ daN/ml.}$$

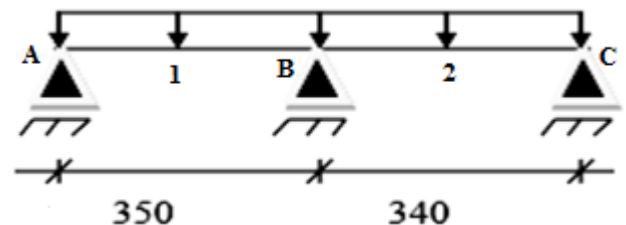


Figure III N° 03 : Poutrelle type 02.

➤ **Moment de la travée considérée indépendante :**

❖ **Etat limite Ultime E.L.U :** $q_u = 630.27 \text{ daN/ml.}$

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{630.27 \times 3.5^2}{8} \Rightarrow M_0^u = 965.10 \text{ daN. m.}$$

$$M_1^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{630.27 \times 3.4^2}{8} \Rightarrow M_1^u = 910.74 \text{ daN. m.}$$

❖ **Etat limite Service E.L.S :** $q_s = 460.2 \text{ daN/ml.}$

$$M_0^{ser} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{460.2 \times 3.5^2}{8} \Rightarrow M_0^{ser} = 704.68 \text{ daN. m}$$

$$M_0^{\text{ser}} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{460.2 \times 3.4^2}{8} \Rightarrow M_0^{\text{ser}} = 664.99 \text{ daN.m.}$$

➤ **Moment en appuis :**

❖ **Etat limite Ultime :**

$$M_A^u = -0.2 \times M_0^u = -0.2 \times 965.10 \Rightarrow M_A^u = -193.02 \text{ daN.m.}$$

$$M_B^u = -0.6 \times \text{Max}(M_0^u; M_1^u) \Rightarrow M_B^u = -0.6 \times 965.10 \Rightarrow M_B^u = -579.06 \text{ daN.m.}$$

$$M_C^u = -0.2 \times M_1^u = -0.2 \times 910.74 \Rightarrow M_C^u = -182.15 \text{ daN.m.}$$

❖ **Etat limite Service :**

$$M_A^{\text{ser}} = -0.2 \times M_0^{\text{ser}} = -0.2 \times 704.68 \Rightarrow M_A^{\text{ser}} = -140.94 \text{ daN.m}$$

$$M_B^{\text{ser}} = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{\text{ser}}; M_1^{\text{ser}}) \Rightarrow M_B^{\text{ser}} = -0.6 \times 704.68 \Rightarrow M_B^{\text{ser}} = -422.81 \text{ daN.m}$$

$$M_C^{\text{ser}} = -0.2 \times M_1^{\text{ser}} = -0.2 \times 664.99 \Rightarrow M_C^{\text{ser}} = -132.99 \text{ daN.m}$$

➤ **Moments fléchissant en travées :**

❖ **Etat limite Ultime E.L.U :**

$$\alpha = \frac{P}{G+P} = \frac{150}{667+150} = 0.18 \Rightarrow 0 \leq 0.18 \leq \frac{2}{3} \rightarrow C.V$$

• **Travée A-B :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t1}^u + \frac{M_g^u + M_d^u}{2} \geq \text{Max}[1.05; (1 + 0.3) M_0^u] \\ \bullet M_{t1}^u \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0^u \\ \bullet M_{t1}^u + \frac{193.02 + 579.06}{2} \geq \text{Max}[1013.3 \text{ daN.m}; 1017.21 \text{ daN.m}] \end{array} \right.$$

$$M_{t1}^u \geq 1017.21 - 386.04$$

$$M_{t1}^u \geq 631.17 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_{t1}^u \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.18}{2} \times 965.10$$

$$M_{t1}^u \geq 605.12 \text{ daN.m}$$

$$M_{t1}^u = \text{Max}(631.17 \text{ daN.m}; 605.12 \text{ daN.m})$$

$$M_{t1}^u = 631.17 \text{ daN.m}$$

• **Travée B-C :**

$$\bullet \quad M_t^u + \frac{579.06+182.15}{2} \geq \text{Max}[956.27\text{daN.m}; 959.92\text{daN.m}]$$

$$M_t^u \geq 959.92-380.61$$

$$M_t^u \geq 579.31\text{daN.m}$$

$$\bullet \quad M_t^u \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.18}{2} \times 910.74$$

$$M_t^u \geq 571.03\text{daN.m}$$

$$M_{t2}^u = \text{Max}[579.31\text{daN.m}; 571.03\text{daN.m}]$$

$$M_{t2}^u = 579.31\text{daN.m}$$

❖ **Etat limite Service :**

• **Travée A-B :**

$$M_{t1}^{\text{ser}} + \frac{140+422.81}{2} \geq \text{Max}[739.91\text{daN.m}; 742.73\text{daN.m}]$$

$$M_{t1}^{\text{ser}} \geq 742.73-281.41$$

$$M_{t1}^{\text{ser}} \geq 461.32\text{daN.m}$$

$$\bullet \quad M_{t1}^{\text{ser}} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.18}{2} \times 704.68$$

$$M_{t1}^{\text{ser}} \geq 441.83 \text{ daN.m}$$

$$M_{t1}^{\text{ser}} = \text{Max}(461.32\text{daN.m}; 441.83\text{daN.m})$$

$$M_{t1}^{\text{ser}} = 461.32\text{daN.m}$$

• **Travée B-C :**

$$\bullet \quad M_{t2}^{\text{ser}} + \frac{422.81+139.99}{2} \geq \text{Max}[698.24\text{daN.m}; 700.89\text{daN.m}]$$

$$M_{t2}^{\text{ser}} \geq 700.89-281.40$$

$$M_{t2}^{\text{ser}} \geq 419.49\text{daN.m}$$

$$\bullet \quad M_{t2}^{\text{ser}} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.18}{2} \times 664.99$$

$$M_{t2}^{\text{ser}} \geq 416.94 \text{ daN.m}$$

$$M_{t2}^{\text{ser}} = \text{Max}[419.49 \text{ daN.m}; 416.94 \text{ daN.m}].$$

$$M_{t2}^{\text{ser}} = 419.49 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

• **Travée A-B :**

❖ **Etat limite Ultime E.L.U :**

$$T_{U_{A-B}} = q \times \frac{l}{2} = \frac{630.27 \times 3.5}{2}$$

$$T_{U_{A-B}} = 1102.97 \text{ daN. m}$$

$$-1.15 T_{U_{A-B}} = -1268.41 \text{ daN. m}$$

• **Travée B-C :**

$$T_{U_{B-C}} = q \times \frac{l}{2} = \frac{630.27 \times 3.4}{2}$$

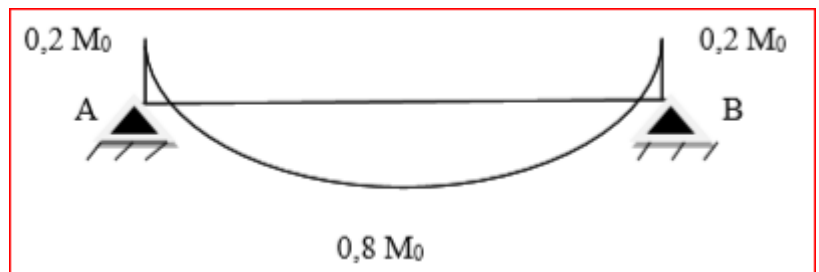
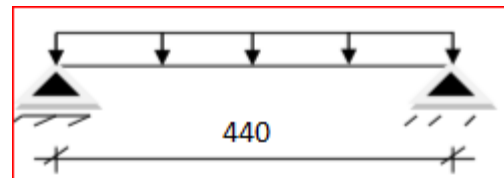
$$T_{U_{B-C}} = 1071.46 \text{ daN. m}$$

$$-1.15 T_{U_{B-C}} = -1232.18 \text{ daN. m}$$

- Type 3

$$Q_U = 630.27 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_S = 460.2 \text{ daN/ml.}$$



➤ **Moment en travée indépendant**

❖ **Etat limite Ultime E.L.U :** $q_u = 630.27 \text{ daN/ml.}$

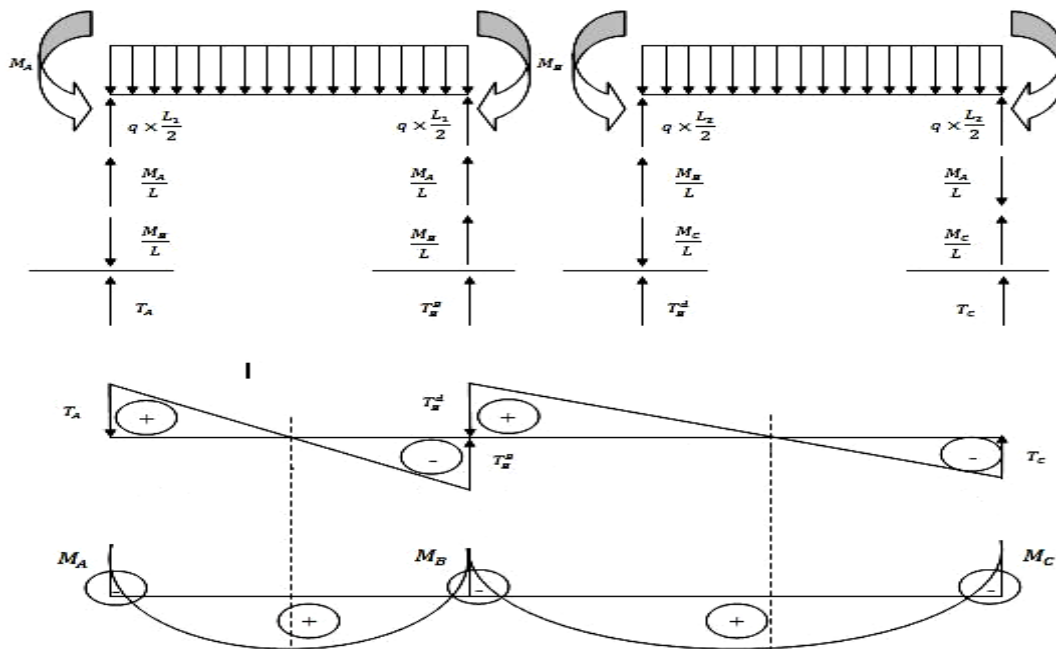


Figure III N° 04 : les diagramme des moment fléchissant .

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{630.27 \times 4.4^2}{8} \Rightarrow M_0^u = 1525.25 \text{ daN.m}$$

❖ **Etat limite Service E.L.S :** $q_s = 460.2 \text{ daN/ml}$.

$$M_0^u = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{460.2 \times 4.4^2}{8} \Rightarrow M_0^u = 1113.68 \text{ daN.m}$$

➤ **Moment en appuis :**

❖ **Etat limite Ultime**

$$M_A^u = M_B^u = -0.2 \times M_0^u = -0.2 \times 1525.25 \Rightarrow M_A^u = M_B^u = -305.05 \text{ daN.m}$$

❖ **Etat limite Service**

$$M_A^{\text{ser}} = M_B^{\text{ser}} = -0.2 \times M_0^u = -0.2 \times 1113.68 \Rightarrow M_A^{\text{ser}} = M_B^{\text{ser}} = -222.74 \text{ daN.m}$$

➤ **Moments fléchissant en travées :**

❖ **Etat limite Ultime**

$$M_t^u = 0.8 \times 1525.25 = 1220.2 \text{ daN.m}$$

❖ **Etat limite Service**

$$M_t^u = 0.8 \times 1113.68 = 890.94 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

❖ **Etat limite Ultime E.L.U :**

$$T_u = +q \times \frac{l}{2} = \frac{630.27 \times 4.4}{2}$$

$$T_u = +1386.59 \text{ daN.m}$$

Tableau III.N°1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux :

Sollicitations Types	Moment en travée [daN.m]		Moment en appui [daN.m]		Effort tranchant [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	679.45	469.09	482.55	352.34	1213.27
2	631.17	461.32	579.06	422.81	1268.41
3	645.40	471.25	161.35	117.81	1008.43
4	1220.20	890.94	305.05	222.74	1386.59

III.2.e- Détermination des armatures :

- Etat limite ultime E.L.U :

M_t : Moment fléchissant maximum en travée.

M_T : moment équilibré par la table de compression.

• Si $M_t > M_T$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera calculée comme une section en "Té".

• Si $M_t < M_T$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

➤ En travée : $M_t^{max} = 1220,20 \text{ daN.m}$

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ FeE400 \\ f_{c28} = 25MPa \\ f_{t28} = 2.1MPa \\ \sigma_b = 14.2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

$\sigma_b = 14.2MPa, b = 60cm, h_0 = 4cm, d = 0.9h = 18 \text{ cm}$

$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528N.m.$

$M_t^{max} = 12202N.m < M_T = 54528N.m.$

La zone comprimée, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 20)cm^2$.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12202}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.044 < \mu_l = 0.392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow (A') \cancel{\neq} \text{et}$

$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.056, \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$

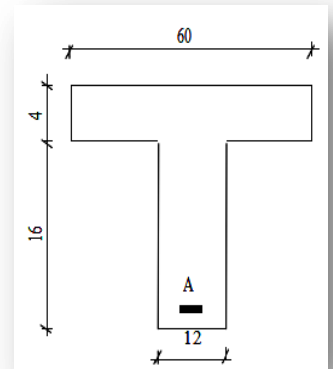


Figure III N° 05 : section de calcul

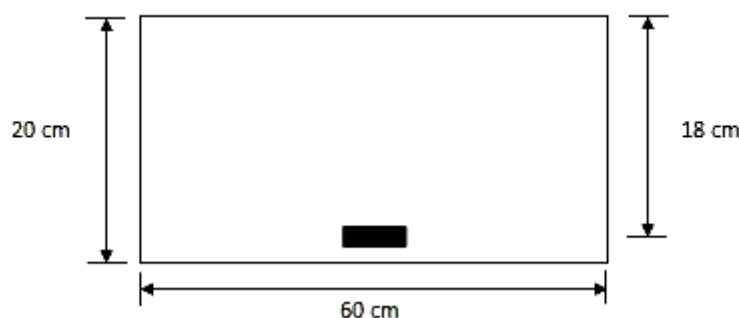


Figure III N° 06 : Section de calcul en travée.

$$A = \frac{M_t^{max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12202}{348 \times 0,978 \times 18} = 1,99 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : (C.B.A 93) :**

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,99 \text{ cm}^2$$

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

- **En appui :**
- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -5790,60 \text{ N.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

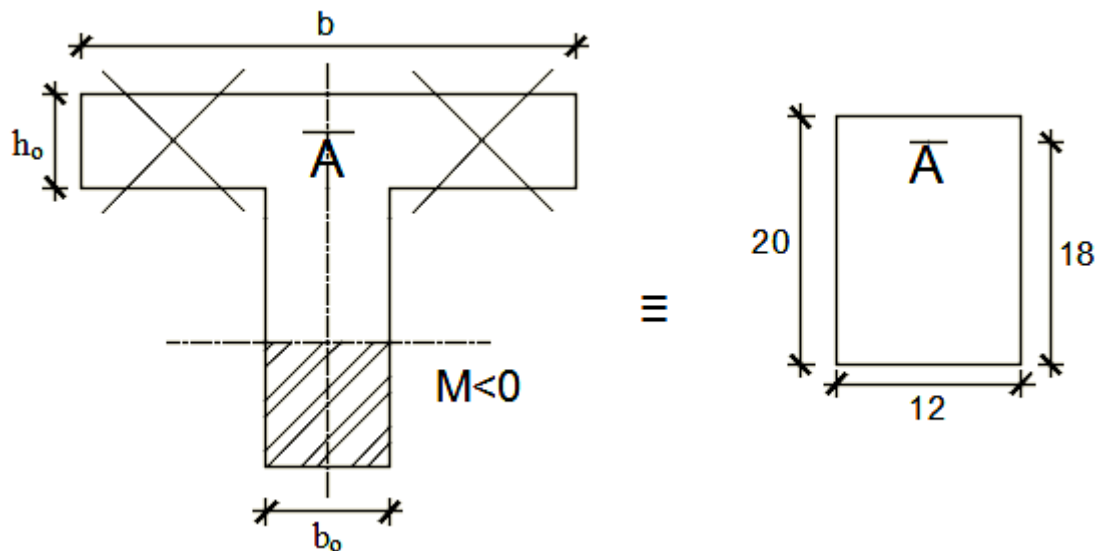


Figure III N° 07 : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5790,6}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,137.$$

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

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5790,6}{348 \times 0,945 \times 18} = 0,97 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1,13 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$1T12 \quad \rightarrow \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^{\text{ser}} = -4228,10 \text{ N.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{5790,6}{4228,10} = 1,37$$

$$\alpha = 0,137 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

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

(Aucune vérification pour (σ_s)).

- **En travée** :

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

$$M_t^u = 12202 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

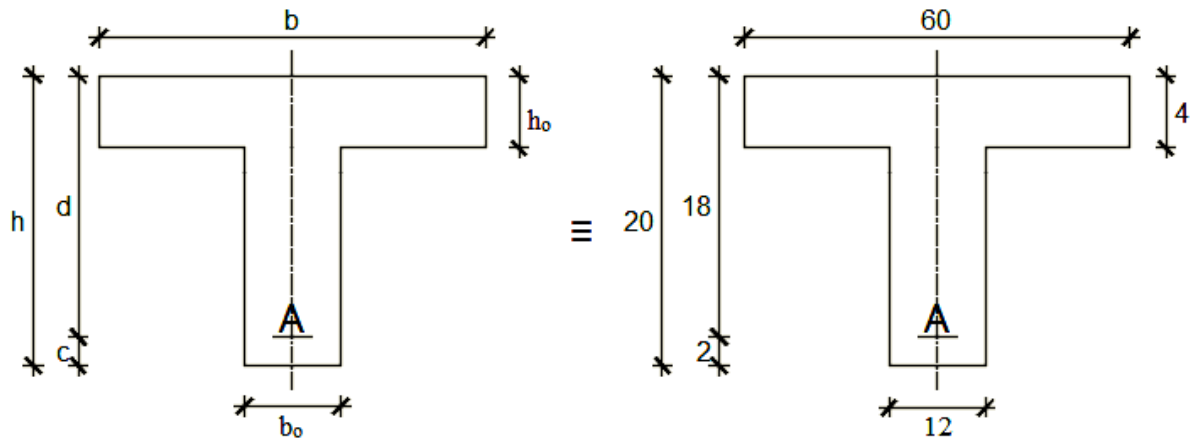


Figure III N° 08 : Section de calcul.

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 12202 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

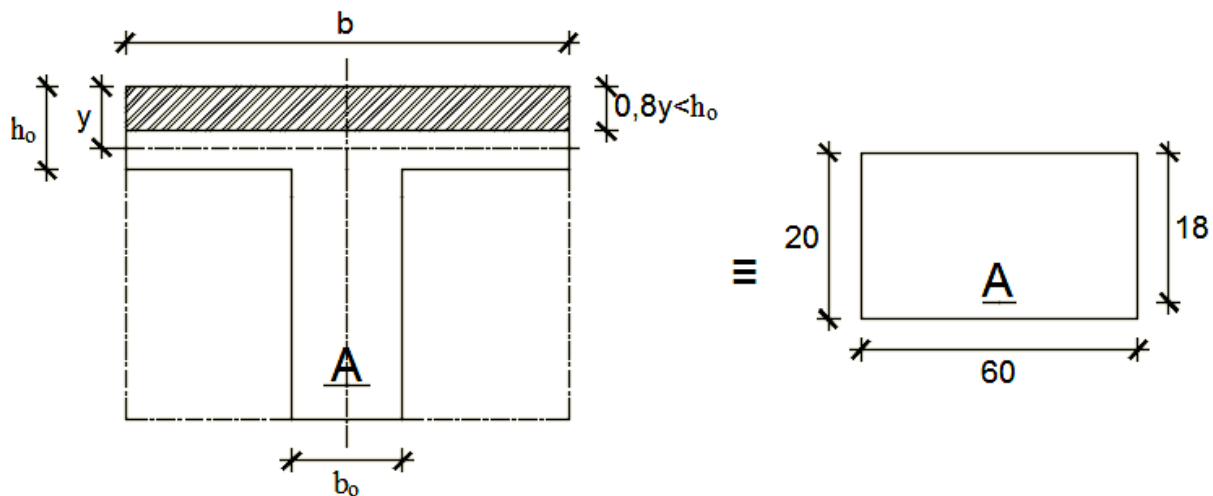


Figure III N° 09 : Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12202}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{A}' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l.$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,137$$

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

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12202}{348 \times 0,945 \times 18} = 1,99 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,99 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures :

$$3T10 \longrightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2.$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 8909,40 \text{ N. m.}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15A(d - d_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression ⇒ la section de calcul est une section en Té.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{(18,95)^2 + 170,2} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,05^3 - (60 - 12) \times (4,05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{8909,40}{7216,97} = 1,23.$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 1,23 \times 4,05 = 4,9 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{12202}{8909,4} = 1,37 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\alpha = 0,056 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \diamond \text{ Conclusion :} \\ \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

• **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.

$$T_u^{\max} = 13865,90 \text{ N}$$

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

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

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

$$T_u^{\max} = 13865,90 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

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 :

$$A_{inf} \stackrel{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A.5.1.3.2.1].}$$

$$A_{inf} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[13865,90 + \frac{5790,6}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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]:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13865,90}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,64 \text{ MPa.}$$

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

$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ 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 :

- $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right)$
- $\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$
- On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

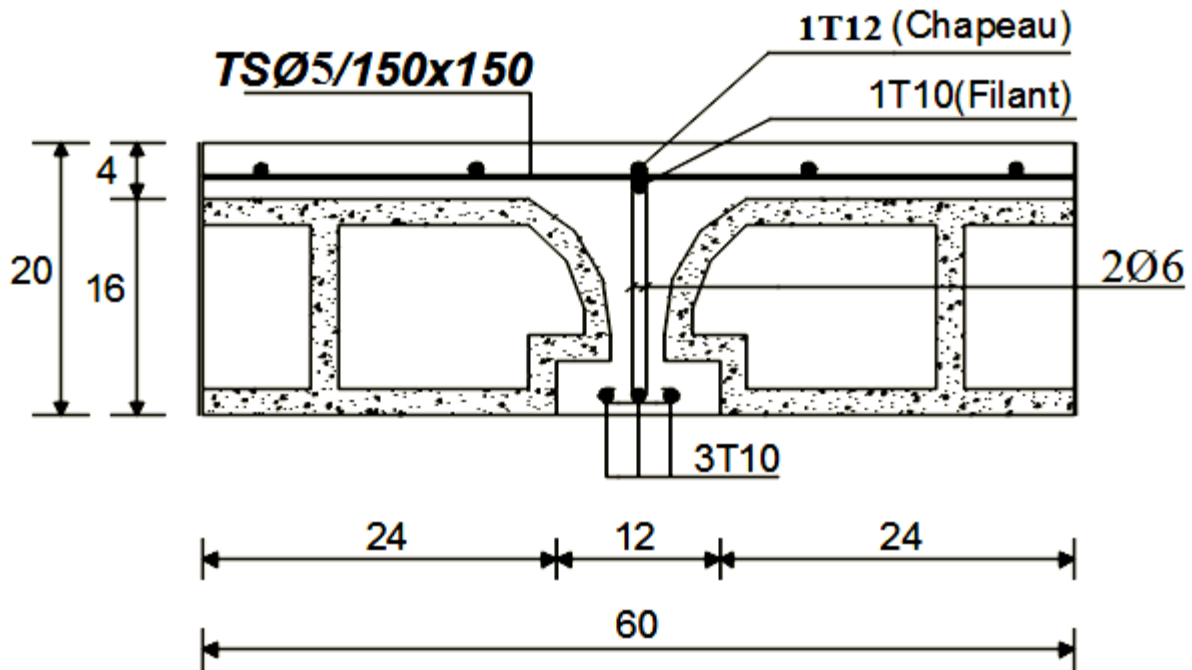


Figure III N° 10 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espacement 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 :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,64 - 0,3 \times 2,1)} = 893 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm [CBA93/A. 5. 1. 2. 2].}$$

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

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

III.2.d- Vérification de la flèche:

• Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 < 0,063 \text{ Avec } l = 4,40 \text{ m (la plus grande portée)} \rightarrow \text{(Condition non vérifiée).}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right) \Rightarrow 0,045 < \frac{1}{10} \times \left(\frac{8909,4}{11136,84} \right) = 0,079 \text{ Avec } M_t^s: \text{ le moment max en travée } \rightarrow$$

(Condition vérifiée).

$$M_0^s = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{4602 \times 4,40^2}{8} = 11136,84 \text{ N.m}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{60 \times 18} = 0,0021 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

❖ Conclusion :

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

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{\text{max}}$$

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus à la charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi} : La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 667 = 400,2 \text{ daN/ml ;}$$

j = g: charge permanente avant mise en place des cloisons, j =g= 400,2daN/ml (Plancher errasse) et

$$p : \text{ charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (667 + 100) \times 0,6 = 460,2 \text{ daN/m.}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$\begin{cases} M_g = 0.71 \times \frac{400.2 \times 4.4^2}{8} = 6876.23 N.m \\ M_p = 0.71 \times \frac{460.2 \times 4.4^2}{8} = 7907.15 N.m \\ M_j = M_G = 6876.23 N.m \end{cases}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

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

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

- **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \frac{(h - h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + \eta \cdot A_s}$$

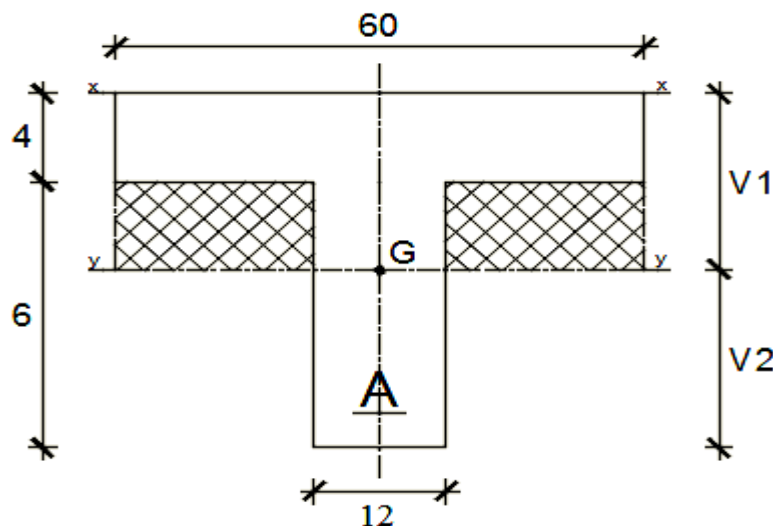


Figure III N° 11 : Section de calcul.

$$\frac{(60 \times 4) \cdot (2 + 20 - 4) + \left[(20 - 4) \times 12 \frac{(20 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2.36 \times 18}{(60 \times 4) + (20 - 4) \times 12 \times 15 \times 2.36}$$

$$V_1 = 7.32 \text{ cm}$$

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

❖ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (Y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - Y_G)^3}{3} + 15 A_s \cdot (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot (7.32)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (7.32 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 7.32)^3}{3} + 7.32 \cdot (18 - 7.32)^2$$

$$I_0 = 19434.39 \text{ cm}^4.$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,093 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6876,23}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 189,10 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7907,15}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 217,45 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sj} = \sigma_{sg} = 189,10 \text{ MPa.}$$

• **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 189,10 + 2,1} \right] = 0,64.$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 217,45 + 2,1} \right] = 0,68.$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,64$$

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

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 1,47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19434,39}{1 + 3,69 \times 0,64} = 6359,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19434,39}{1 + 1,47 \times 0,64} = 11014,95 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19434,39}{1 + 3,69 \times 0,68} = 6091,93 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6876,23 \times 4,4^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 11014,95} = 1,12 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6876,23 \times 4,4^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6359,42} = 0,65 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7907,15 \times 4,4^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6091,93} = 0,78 \text{ cm}$$

• **La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (1,12 - 0,65) + (0,78 - 0,65) \Rightarrow \Delta_{ft} = 0,60 \text{ cm}$$

• **La flèche admissible :**

$$l = 4,40 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

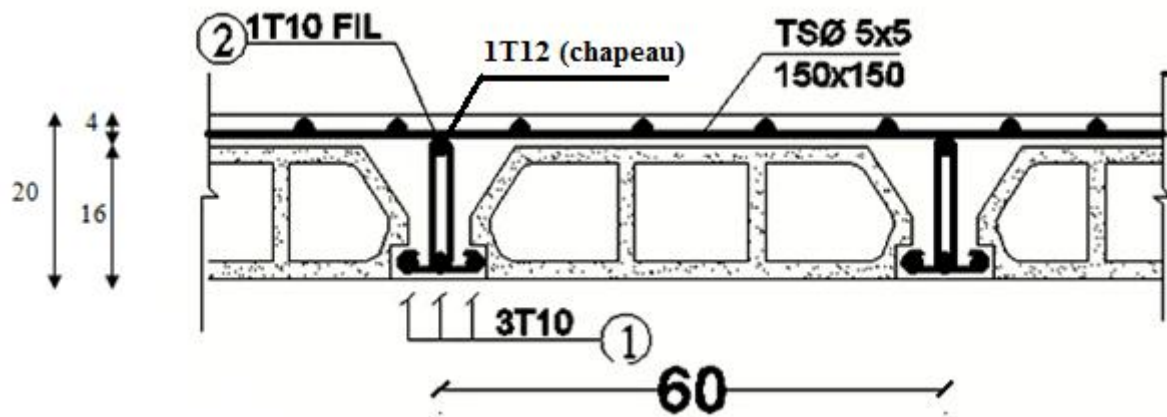
$$\Delta_{ft\max} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta_{ft} = 0,60 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 0,88 \text{ cm} \Rightarrow$ **La flèche est vérifiée.**

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.N°2: Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3T10	2Ø6
En Appui	1T12	2Ø6

**Figure III N° 12 :** ferrailage de poutrelle.

III.3-Plancher à dalle pleine :

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

III.3.1-Méthode de calcul :

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

- | | | | |
|---|-------------------------------------|---|---|
| { | $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ | ⇒ | Si la dalle porte suivant une seule direction. |
| | La charge est uniformément répartie | | |
| { | $0,4 \leq \rho \leq 1$ | ⇒ | Si la dalle porte suivant deux directions |
| | La charge est uniformément répartie | | |
| | On a une charge concentrée | ⇒ | Si la dalle porte suivant deux directions quel que soit la valeur de ρ |

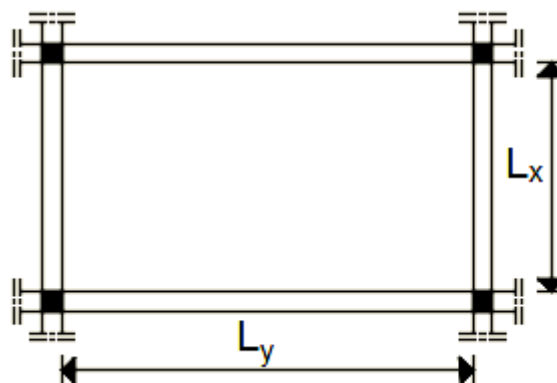


Figure III N° 13 : Dimensions d'un panneau de dalle.

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

➤ **Diamètre des armatures**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [Pratique du BAEL 91-14.5].

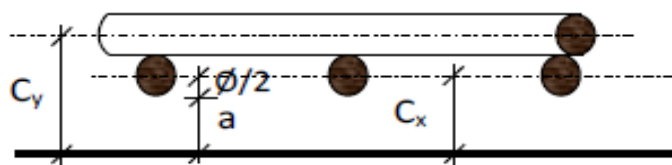


Figure III N°14: Enrobage.

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :** [Article BAEL IV.5.c]

Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations :

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

$$G = 6,15 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

a. Combinaison fondamentales :

➤ **Etat limite ultime (E .L.U) :**

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 615 + 1,5 \times 250 = 1205,25 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 1205,25 \text{ daN/m}_L$$

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

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

$$\overline{q_{ser}} = 615 + 250 = 865 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = \overline{q_{ser}} \times 1,00 = 865 \text{ KN/m}_L$$

b. Calcul des sollicitations :

- ❖ Panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

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

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

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

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho; \nu)$ et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Coefficient de poisson ν :

$\nu = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré) ;

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ Etat limite de service (béton non fissuré).

c. Mode d'encastrement :

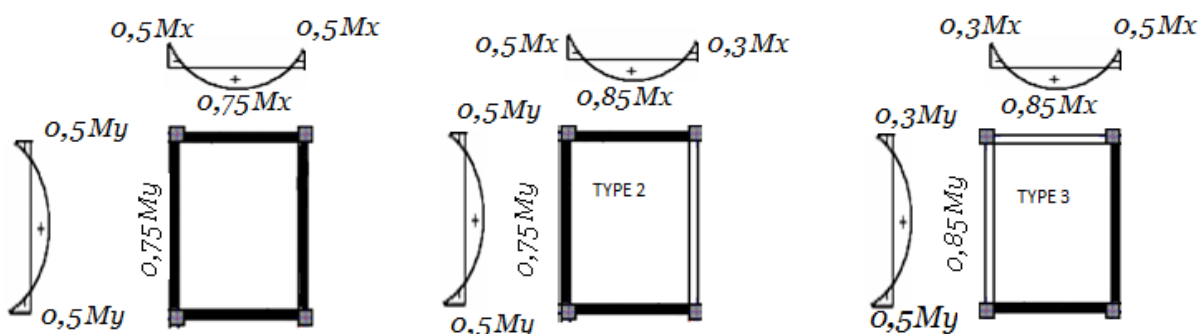


Figure III N° 15 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

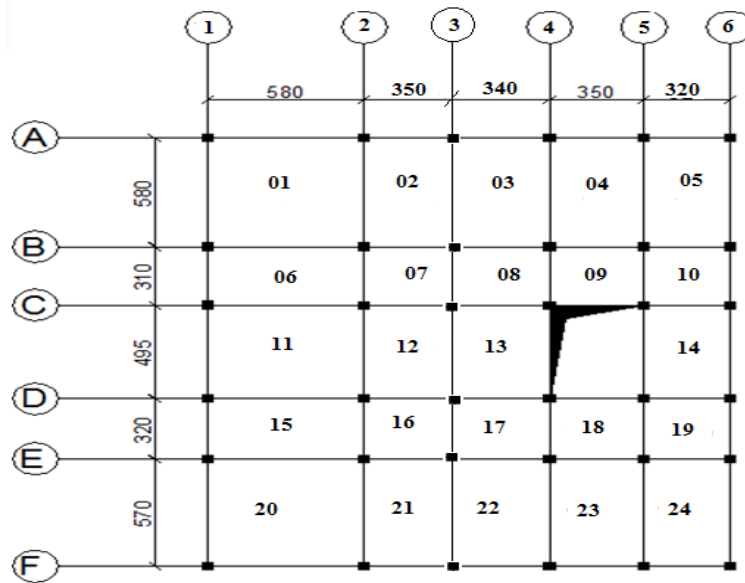


Figure III N° 16 : Schéma des panneaux.

III.3.3- Application :

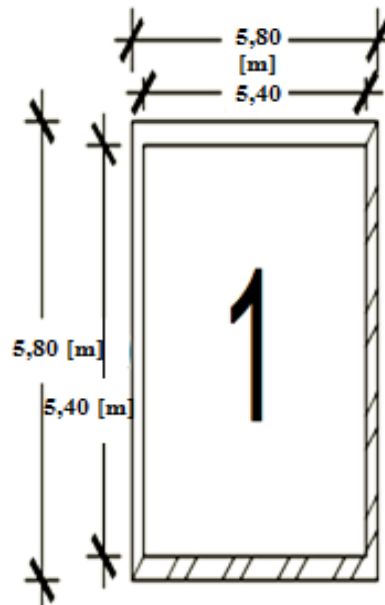


Figure III N° 17 : Schéma du panneau 1.

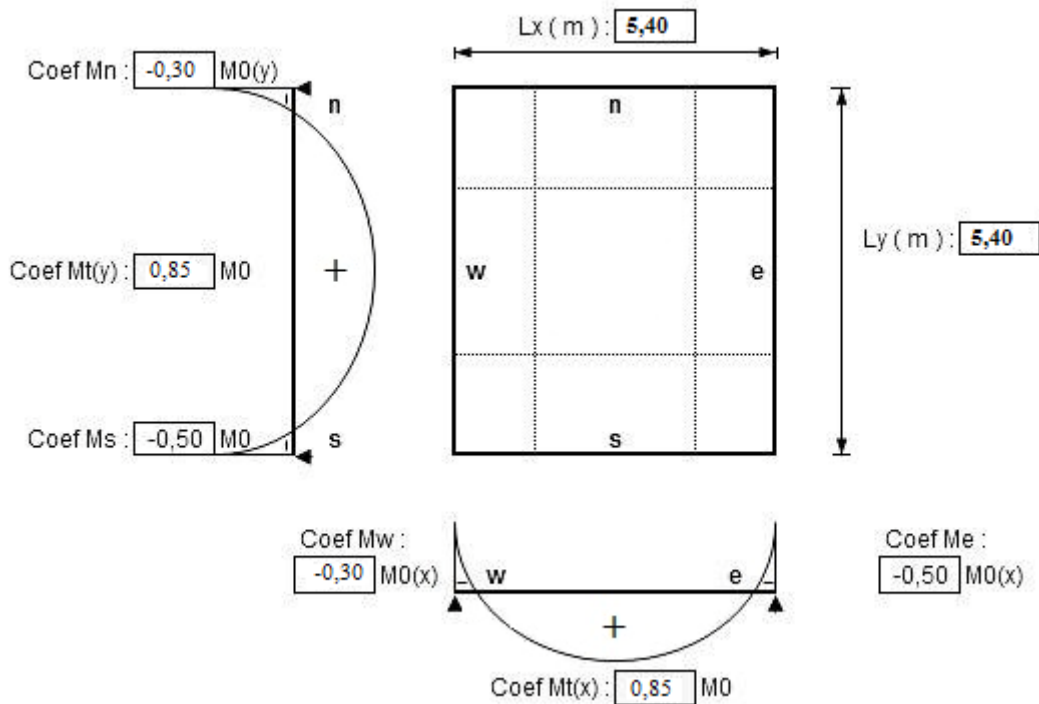


Figure III N° 18 : Schéma statique de panneau (8).

$$L_x = 5,40 \text{ m}$$

$$L_y = 5,40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,40}{5,40} \Rightarrow \rho = 1$$

$$0,4 \leq 1 \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle porte suivant les deux directions.}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,40}{5,40} = 1 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

a. **Moment fléchissant en appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0368 \times 1205,25 \times 5,4^2 \Rightarrow M_x^u = 1293,34 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x^u = 1 \times 1293,34 \Rightarrow M_y^u = 1293,34 \text{ daN.m}$$

1-Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,85 \times M_x^u = 0,85 \times 1293,34 \Rightarrow M_{tx}^u = 1099,34 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 1293,34 \Rightarrow M_{ty}^u = 1099,34 \text{ daN.m}$$

2- Moment en appuis**2.1-appuis intermédiaires :**

$$M_{aix}^u = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 1293.34 \Rightarrow M_{aix}^u = -646.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy}^u = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 1293.34 \Rightarrow M_{aiy}^u = -646.67 \text{ daN.m}$$

2.2- appuis de rives :

$$M_{arx}^u = -0.3 \times M_x^u = -0.3 \times 1293.34 \Rightarrow M_{arx}^u = -388.00 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary}^u = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 1293.34 \Rightarrow M_{ary}^u = -388.00 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.40}{5.40} = 1 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x = 0,0441 ; \mu_y = 1$$

$$M_x^s = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0411 \times 865 \times 5.4^2 = 1112.35 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \cdot M_x^s = 1 \times 1112.35 = 1112.35 \text{ daN.m}$$

1-Moment en travée :

$$M_{tx}^s = 0.85 \times M_x^s = 0.85 \times 1112.35 = 945.50 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0.85 \times M_y^s = 0.85 \times 1112.35 = 945.50 \text{ daN.m}$$

2- Moment en appuis**2.1-appuis intermédiaires :**

$$M_{aix}^s = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 1112.35 \Rightarrow M_{aix}^s = -556.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy}^s = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 1112.35 \Rightarrow M_{aiy}^s = -556.18 \text{ daN.m}$$

2.2- appuis de rives :

$$M_{arx}^s = -0.3 \times M_x^s = -0.3 \times 1112.35 \Rightarrow M_{arx}^s = -333.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary}^s = -0.3 \times M_y^s = -0.3 \times 1112.35 \Rightarrow M_{ary}^s = -333.71 \text{ daN.m}$$

Tableau IIN°3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Planchers	Sens	ELU		ELS	
		M _{appuis} [KN.m]	M _{travées} [KN.m]	M _{appuis} [KN.m]	M _{travées} [KN.m]
RDC	Sens X-X	-5,44	8,16	-4,58	6,8625
	Sens Y-Y	-4,70	7,05	-4,15	6,22

III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

❖ **Sens X-X :**

a) En travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 8,16 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8160}{14,20 \times 100 \times 14,5^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0342$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{8160}{348 \times 0,986 \times 14,5} = 1,64 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,64 \text{ cm}^2/m_L$$

- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L.$$

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

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A}' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{8160}{6862,5} = 1,189.$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0342 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,189-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

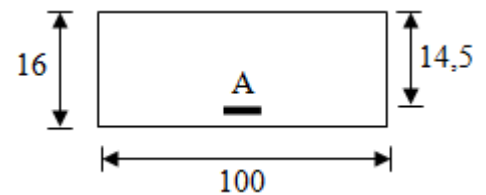


Figure III N° 19 : Section de calcul en travée (x-x)

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \sigma_b \overline{=} 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- } \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- b) En Appuis :

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

$$M_{ax}^u = 5,44 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures

Comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5440}{14,20 \times 100 \times 14,5^2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow$$

A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,022$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5440}{348 \times 0,991 \times 14,5} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

$$5\text{T10}/\text{mL} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

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

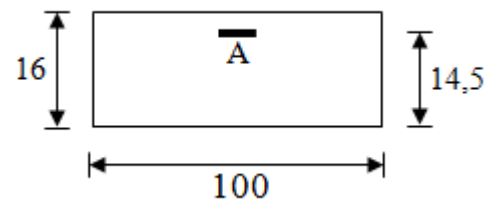


Figure III N° 20 : Section de calcul en appuis (x-x)

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{ax}^{ser} = 4,58 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq A \Rightarrow$ si $\alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{5440}{4580} = 1,187$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,022 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,187-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
(Aucune vérification pour (σ_s))

❖ Sens Y-Y :

a) En travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 7,05 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7050}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0342$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7050}{348 \times 0,986 \times 13,5} = 1,52 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Acier Fe400 : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A = 1,52 \text{ cm}^2/m_L$$

• Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

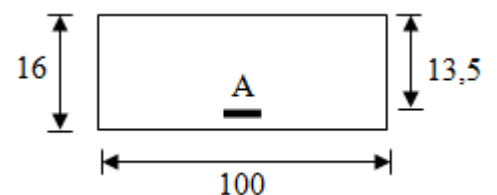


Figure III N° 21 : Section de calcul en travée (y-y)

- Choix des armatures :

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/m_L.$$

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

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

$$M_{ty}^{ser} = 6,22 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec

$$\left. \begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \Rightarrow \text{ si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{7050}{6220} = 1,133$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0303 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,133-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3165 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

- b) En Appuis :

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

$$M_{ay}^u = 4,70 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures

Comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4700}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4700}{348 \times 0,991 \times 13,5} = 1,01 \text{ cm}^2/m_L$$

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

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/m_L$$

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

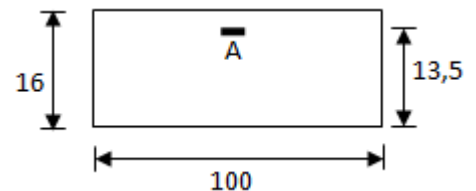


Figure III N° 22 : Section de calcul en appuis (y-y)

- Espacement maximal des armatures :

Écartement des armatures : $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

- Choix des armatures :

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L.$$

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

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

$$M_{ay}^{ser} = 4,15 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{4700}{4150} = 1,132$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,020 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,132-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,316 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Conclusion :

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

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]

- T_u max :

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

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

Le panneau le plus sollicité est le panneau (1) :

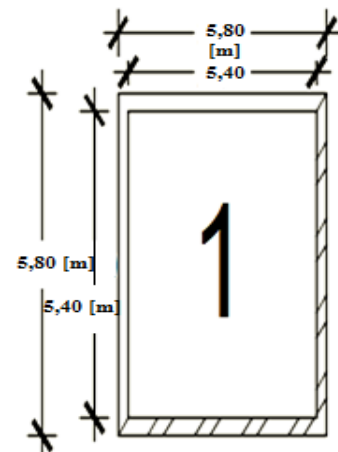


Figure III N° 23 : Panneau (1).

$$T_x^u = \frac{12,27 \times 4,60}{2} \times \frac{4,90^4}{4,90^4 + 4,60^4} = 15,884 \text{ KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{12,27 \times 4,90}{2} \times \frac{4,60^4}{4,60^4 + 4,90^4} = 13,1415 \text{ KN/ml}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 15,884 \text{ KN/ml}$$

- Calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1588,40 \times 10}{(100 \times 14,5 \times 100)} = 0,10 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \quad \left. \vphantom{\tau_u} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

III.3.6-vérification de la flèche :

- Condition de la flèche : [CBA93/B.7.5]

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

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

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0,16}{4,60} = 0,034 < \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}} = \frac{6,8625}{20 \times 9,15} = 0,0375 \Rightarrow \text{(Condition non vérifiée)}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 14,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0027 < 0,005 \Rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion :

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

On doit vérifier que : $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{\max}$

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus à charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi} : La flèche dus a la charge totale p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 631 \times 1 = 631 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons, $j = (631-100) = 531 \text{ daN/ml}$ et

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 1 = (631 + 250) \times 1 = 881 \text{ daN/ml}$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^g = 0,75 \times \mu_{x ser} \times g \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0491 \times 631 \times 4,6^2$$

$$M_{tg}^{ser} = 491,69 \text{ daN/ml} = 4,9169 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^j = 0,75 \times \mu_{x ser} \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0491 \times 531 \times 4,6^2$$

$$M_{tj}^{ser} = 413,76 \text{ daN/ml} = 4,1376 \text{ daN/ml}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^g = 0,75 \times \mu_{x ser} \times p \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0491 \times 881 \times 4,6^2$$

$$M_{tp}^{ser} = 686,25 \text{ daN/ml} = 6,8625 \text{ KN/ml}$$

b) Module de déformation longitudinale :

$$\text{Module de déformation longitudinale instantanée : } E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Module de déformation longitudinale différée : } E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

d) Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

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

- Coordonnées du centre de gravité :**

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

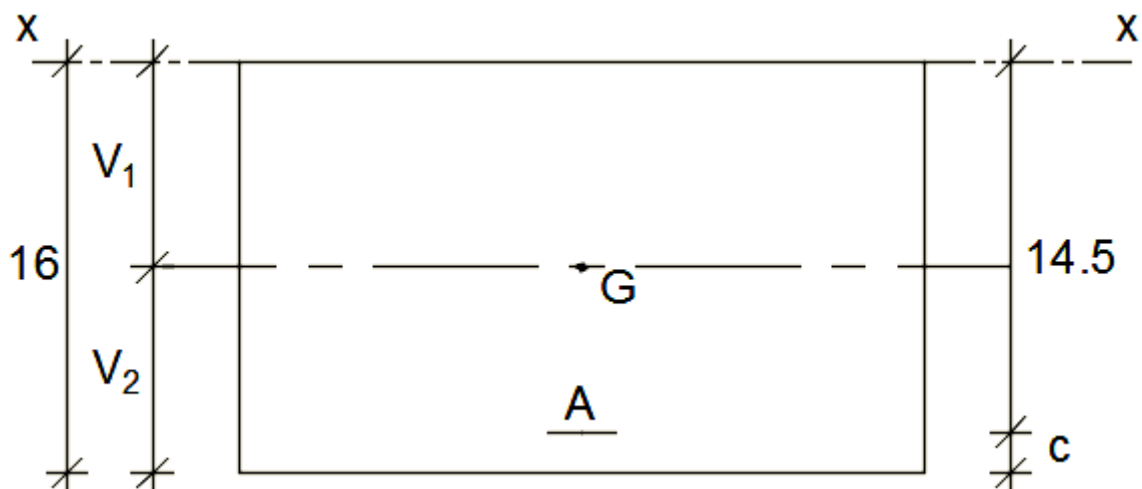


Figure III N° 24 : Coordonnée de centre de gravité.

$$v_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3,93 \times 14,5)}{(100 \times 16) + (15 \times 3,93)}$$

$$v_1 = 8,23 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 16 - 8,23 = 7,77 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} + \frac{v_2^3}{3} + n \times A (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,23^3}{3} + \frac{100 \times 7,77^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (7,77 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 36535,47 \text{ cm}^4$$

e) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3,93}{100 \times 14,5} = 0,271 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,917$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4916,9}{3,93 \times 0,917 \times 14,5} = 94,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4137,6}{3,93 \times 0,917 \times 14,5} = 79,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6862,5}{3,93 \times 0,917 \times 14,5} = 131,33 \text{ MPa}$$

f) Calcul de: μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho_1 \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00271 \times 94,09 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = -0,18$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00271 \times 79,18 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = -0,24$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00271 \times 131,33 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = -0,043$$

g) Moments d'inerties fictifs :

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

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho_1} = \frac{0,05 \times 2,1}{(5) \times 0,00271} = 7,75$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho_1} = \frac{0,02 \times 2,1}{(5) \times 0,00271} = 3,10$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36535,47}{1 + 7,75 \times (0)} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36535,47}{1 + 3,10 \times (0)} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36535,47}{1 + 7,75 \times (0)} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 36535,47}{1 + 7,75 \times (0)} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

h) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4916,9 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 40189,017} = 0,24 \text{ cm}$$

i) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4916,9 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 40189,017} = 0,24 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4916,9 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0,08 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{4137,6 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0,068 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6862,5 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0,11 \text{ cm}$$

j) La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,24 - 0,068) + (0,11 - 0,08)$$

$$\Delta_{ft} = 0,202 \text{ cm}$$

k) La flèche admissible :

$$l = 4,60 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,202 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,92 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifiée

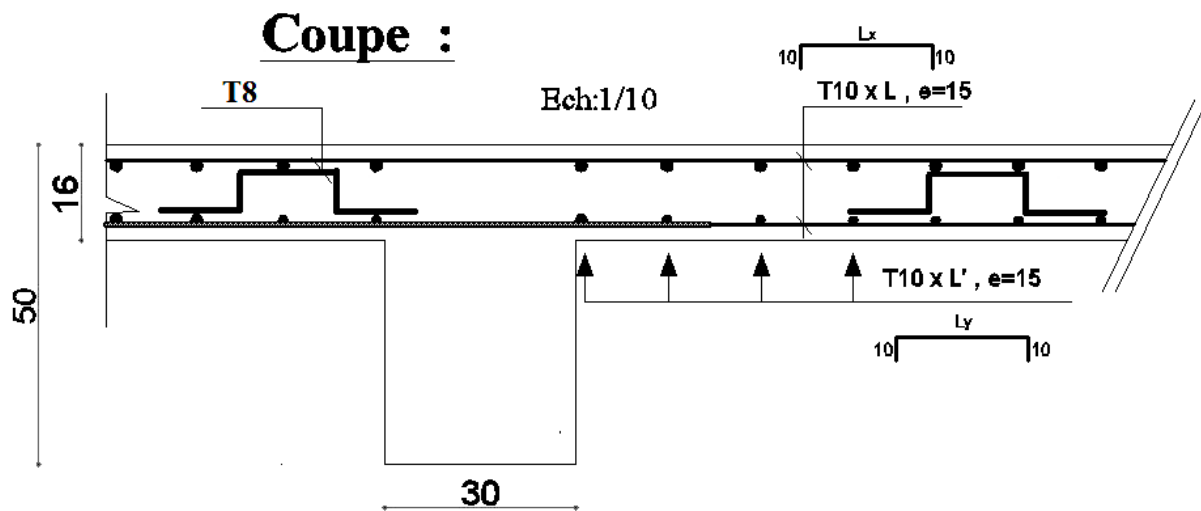


Figure III N° 25 : Ferrailage de la dalle pleine

IV. Etude des éléments secondaires

IV.1- Etude des escaliers :

IV.1.1-Généralités :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée. L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

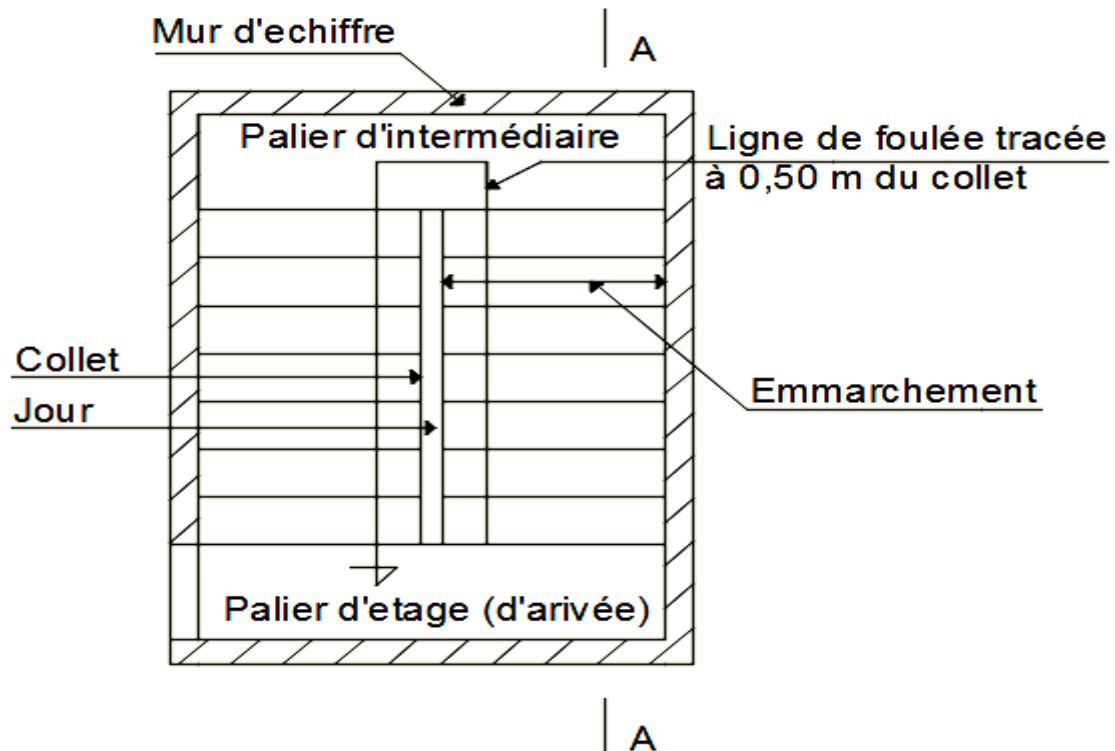


Figure IV.1N°01 : Vue en plan de la cage d'escaliers.

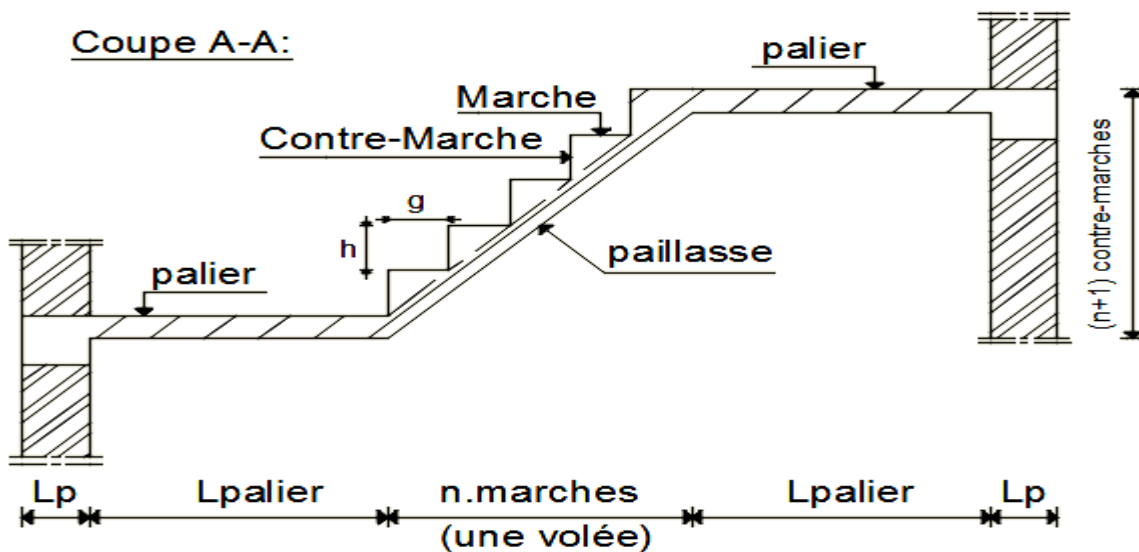


Figure IV.1N°02 : Coupe sur la cage d'escaliers.

- ❖ **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- ❖ **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- ❖ **h** : Hauteur d'une marche ;
- ❖ **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- ❖ **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- ❖ **Contre-marche** : La partie verticale d'une marche ;
- ❖ **Jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;
- ❖ **Collet** : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- ❖ **Ligne de foulée** : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté du jour);
- ❖ **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- ❖ **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- ❖ **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on deux type d'escalier: Escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires, et escalier à 2 volées avec un palier de repos.

IV.1.2-Escalier Type 01:

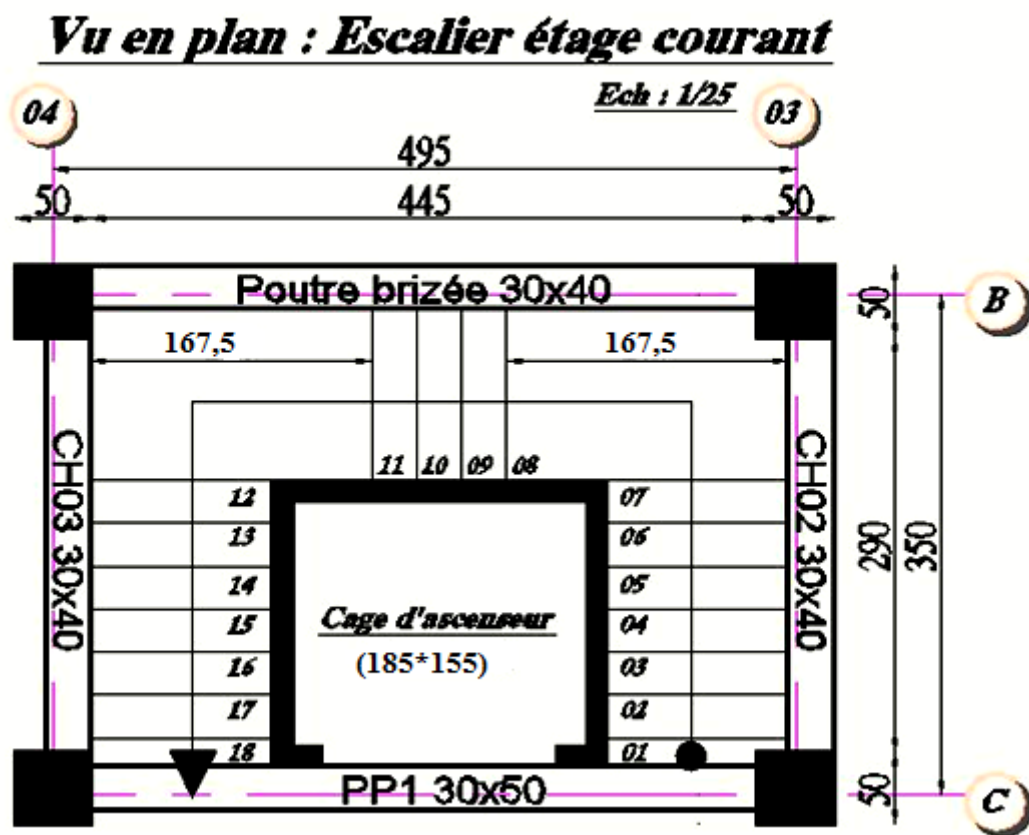


Figure IV.1N°03 : Vue en plan de la cage d'escalier type 01 .

IV.1.2-Pré-dimensionnement :

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

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

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

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

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

- **Contre marches :**

N_c : nombre de contre marche.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marches}$$

$n = N - 1$: nombre des marche par volée

N.B : On a 18 contre marches repart très comme suite :

- 7 Contre marche pour La 1^{ère} volées.
 - On aura 18 contre marche 4 Contre marches pour La 2^{ème} volées.
 - 7 Contre marches pour La 3^{ème} volées.
- ⇒
⇒
⇒

}

$n=6$

$n=3$

$n=6$

- **L'inclinaison de la pailasse :**

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

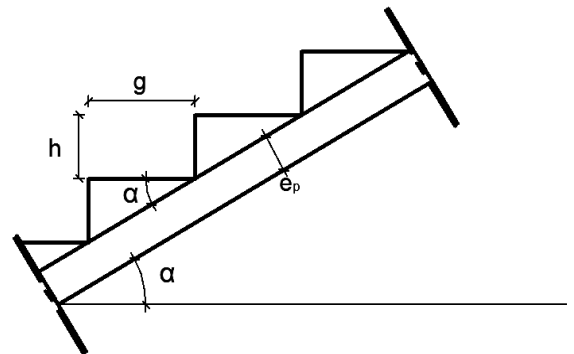
- **La longueur de la pailasse :**

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha}$$

$$L' = \frac{17 \times 7}{\sin 29,54} = \frac{102}{\sin 29,54} \Rightarrow L = 241 \text{ m}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 210 + 125 = 366 \text{ m}.$$



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

- **a- Pailasse porteuse :**

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < ep < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{366}{30} = 12,2 \text{ cm} < ep < \frac{366}{20} = 18,3 \text{ cm}$$

On prend : $e_{p1} = 15 \text{ cm}$.

b- **Marche porteuse** : $e_{p2} = 6$ cm.

❖ **Conclusion** : On a deux type de schéma statique :

- Type 01 : Escalier a paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- Type 01 : Escalier à marches porteuses.les marches sont mono encasté dans une poutre brisée.

IV.1.2.2-Descente de charges :

➤ **1^{er} type** : (d'escalier à paillasse porteuse avec un seul palier)

1-volée :

a) **Charges permanentes** :

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	104 daN/m ²
2- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$)	58,94 daN /m ²
3- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$)	187 daN /m ²
4- Poids propre de la paillasse $25 \times \frac{e_{p1}}{\cos \alpha}$	431 daN /m ²
5- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$)	31 daN /m ²
	G₁ = 812 daN /m²

b) **Surcharge d'exploitation** :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250$ daN /m².

c) **Combinaisons fondamentales** :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\overline{q_1^u} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 812 + 1,5 \times 250 = 1471,2 \text{ daN /m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\overline{q_1^{ser}} = G_1 + Q_1 = 812 + 250 = 1062 \text{ daN /m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = \overline{q_1^u} \times 1,00 = 1471,2 \times 1,00 = 1471,2 \text{ daN/m}_L.$$

$$q_1^{ser} = \overline{q_1^{ser}} \times 1,00 = 1062 \times 1,00 = 1062 \text{ daN/m}_L.$$

2-Palier :

a) **Charges permanentes** :

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	104 daN /m ²
2- Poids propre du palier ($25 \times e_{p1}$)	375 daN /m ²
3- Poids propre des marches ($0.18 \text{ KN/m}^2/\text{cm} \times 1.5 \text{ cm}$)	27 daN /m ²

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

b) Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_2 = 250 \text{ daN/m}^2$.

c) Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = 1058,1 \text{ daN/m}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q_2 = 506 + 250 = 756 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^{\text{u}} = q_2^u \times 1,00 = 1058,1 \times 1,00 = 1058 \text{ daN/mL}$$

$$q_2^{\text{ser}} = q_2^{\text{ser}} \times 1,00 = 756 \times 1,00 = 756 \text{ daN/mL}$$

➤ **2^{ème} type :** (Escalier à marches porteuses)

3-Marche porteuse :

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

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,54^\circ)} = 6,90 \text{ cm}$$

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

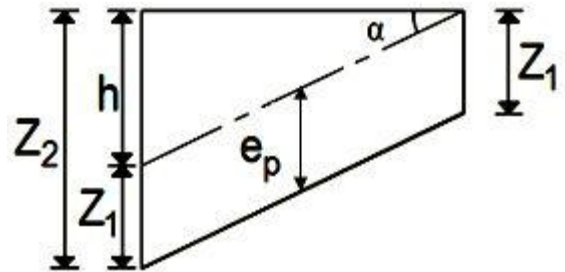


Figure IV.1N°04 : Schéma de la marche

a) Charges permanentes :

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) (104xg).....	31,2 daN/m ²
2- Revêtement vertical (104xh).....	17,68 daN/m ²
3- Poids propre de la marche (h _{moy} =15,4cm) (2500 x 0,154 x 0,3).....	115,5 daN/m ²
4- Enduit au ciment (0,18 x $\frac{1,5}{\cos^2 \alpha}$ x g).....	10,70 daN/m ²
	G = 175,08 KN/m²

b) Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_3 = 250 \text{ daN/mL}$.

c) Combinaisons fondamentales:

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_3^u = 1,35G_3 + 1,5Q_3 = 1,35 \times 175,08 + 1,5 \times 75 = 348,86 \text{ daN/mL}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = G_3 + Q_1 = 1,75 + 0,75 = 250 \text{ daN/mL}$$

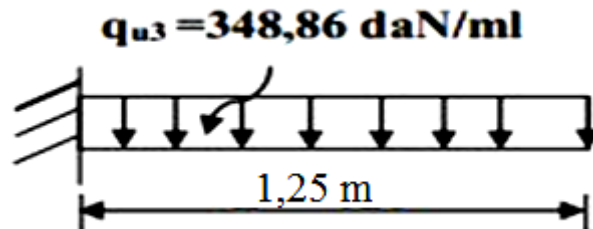
IV.1.3- Calcul du ferrillage :A. Marches porteuses :

Figure IV.1N°05 : Schéma statique de la marche porteuse.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

$$\bar{q}_3^u = 348,86 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = -\frac{\bar{q}_3^u \cdot L^2}{2} = -\frac{348,86 \times 1,25^2}{2} = -272,54 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2725,4}{14,2 \times 30 \times (13,4)^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{2725,4}{348 \times 0,982 \times 13,5} = 0,59 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 0,51 \text{ cm/m}_L$$

$$A^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 0,59 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

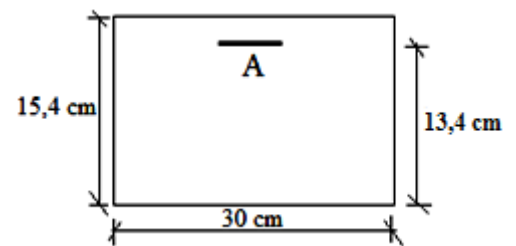


Figure IV.1N°06 : Section de calcul.

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_3^{\text{ser}} = 250 \text{ daN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -\frac{\overline{q_3^{\text{ser}}} \cdot L'^2}{2} = -\frac{250 \times 1,25^2}{2} = -195,38 \text{ daN.ml}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire avec $\overline{A_s}$
 - Acier FeE400
- } \Rightarrow si $\alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{272,54}{195,38} = 1,39$

$$\alpha = 0,040 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\text{max}} = \overline{q_3^u} \cdot L' = 348,86 \times 1,25 = 4360,75 \text{ N}$$

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

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

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

$$T_u^{\text{max}} = 4360,75 \text{ N} \leq 0,267 \times 12,06 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 252315 \text{ N.}$$

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 inférieures si :

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

$$A_{\text{inf}} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[4360,75 + \frac{2725,2}{0,9 \times 13,4} \right] \times 10^{-2} = 0,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

b) **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne** : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4360,3}{(30 \times 14) \times 10^2} = 0,104 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,104 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

c) **Section et écartement des armatures transversales A_t** : [Article BAEL91/4.2.3]

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

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{15,4}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = (0,44; 3; 1) [cm] = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$.

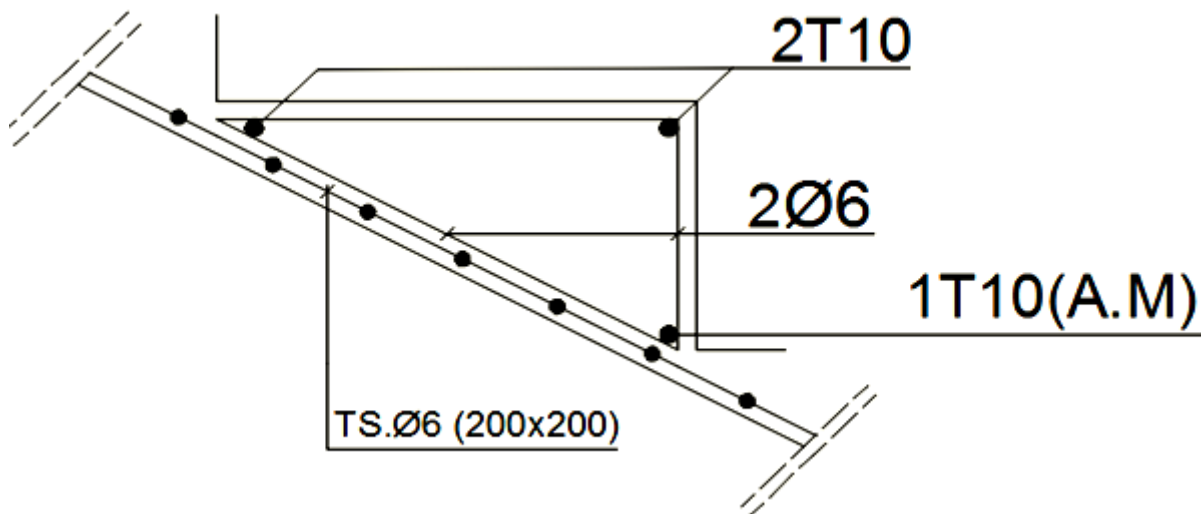


Figure IV.1N°07 : Coupe transversale sur la marche porteuse.

e) **Espacement 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 :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,104 - 0,3 \times 2,1)} = -6,67 \text{ cm (Valeur rejetée)}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(12,06 ; 40) = 12,06 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 30} = 10,97 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10,97 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min(-6,05 ; 12,6 ; 10,97) [\text{cm}]$$

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

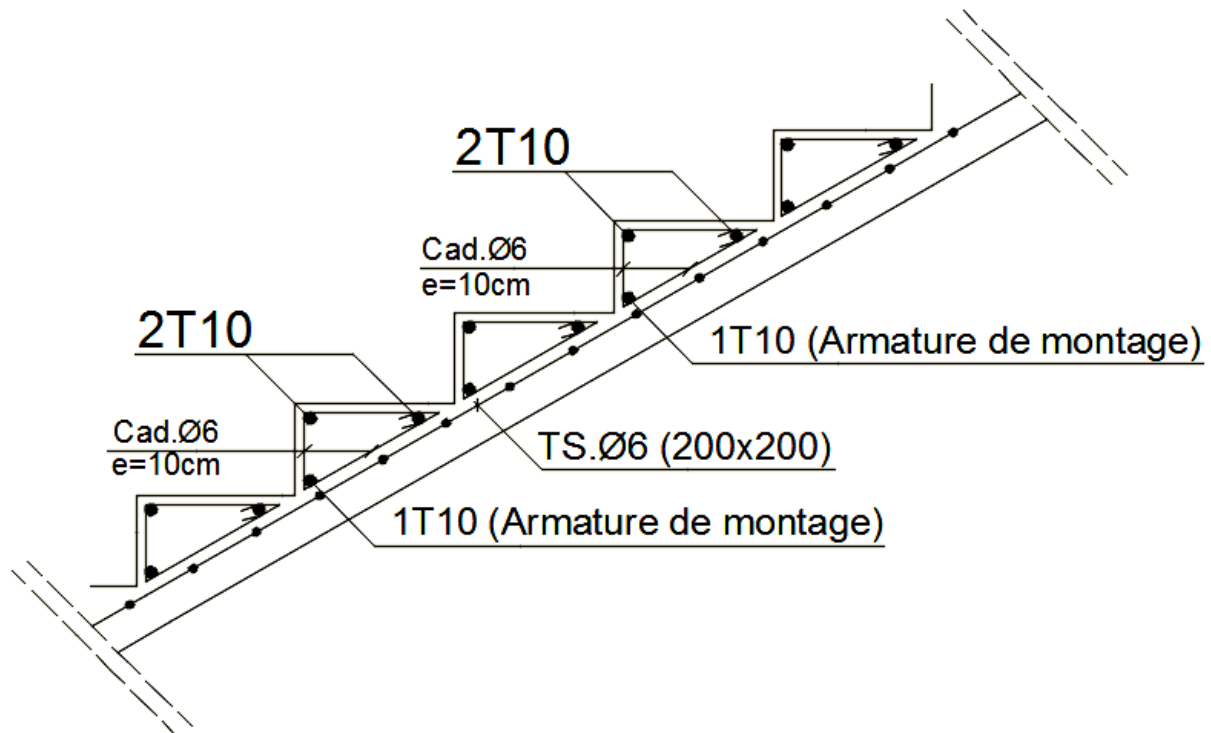


Figure IV.1N°08 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse.

B. Escalier à paille porteuse :

- Schéma statique:

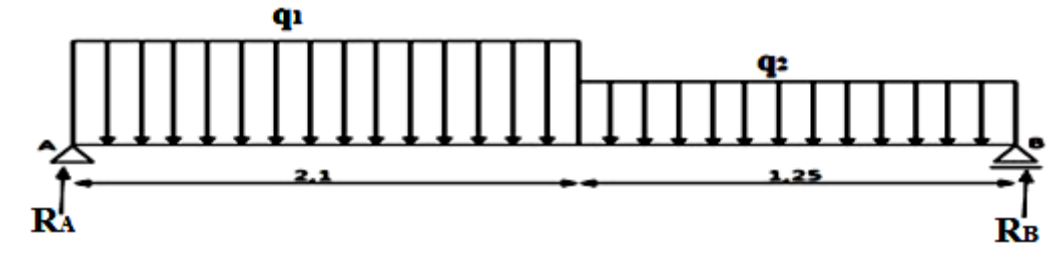


Figure IV.1N°09 : Schéma statique de l'escalier à paille porteuse.

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

- Calcul des réactions :

$$\text{➤ } \Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 1,80 + q_2^u \times 1,20$$

$$R_A + R_B = 1471,2 \times 2,10 + 1058 \times 1,25 \Rightarrow R_A + R_B = 4412,02 \text{ daN.}$$

- $\Sigma M_B = 0 \Rightarrow$

$$R_A = \frac{\left[\frac{1,25^2}{2} \times q_2^u + 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,25 \right) q_1^u \right]}{3,35}$$

$$R_A = R_A = \frac{\left[\frac{1,25^2}{2} \times 1058,1 + 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,25 \right) 1471,2 \right]}{3,35} \Rightarrow R_A = 2367,92 \text{ daN.}$$

- $\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$

$$R_B = \frac{\left(\frac{2,1^2}{2} \right) + 1471,2 \times 1,25 \times \left(\frac{1,25}{2} + 2,1 \right) \times 1058}{3,35} = 2044,22 \text{ daN.}$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_A - (q_2 \times 1,25) + R_B - (q_1 \times 2,1) = 0$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,1m$

$$\bullet T(x) = R_A - q_{1u} \cdot x = 2367,92 - 1471,2 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2367,92 \text{ daN} \\ T(2,1) = -721,6 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\bullet M_{-1}(x) = R_A \cdot x - q_{1u} \cdot \frac{x^2}{2} = 2367,92 x - 1471,2 \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,1) = 1728,64 \end{cases}$$

Section 2-2 : $0 < x < 1,25$

$$T_2(x) = R_B + q_2 \cdot x \quad \Rightarrow \quad T_2(x) = -2044,22 + 1058,1 \cdot x$$

$$M_2(x) = R_B \cdot x + q_2 \cdot \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_2(x) = -2044,22x + 1058,1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} T_2(0) = -2044,22 \\ T_2(1,25) = -721,60 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_2(0) = 0 \\ M_2(1,25) = 1728,64 \end{cases}$$

$$\bullet \quad M_{\max}^u = \frac{dM_{x_m}}{dx} = T(x_m) = 0 \Rightarrow 2367,92 - 1471,2 \cdot x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{2367,92}{1471,2} = 1,61 \text{ m}$$

$$M_{\max}^u = M(x_m) = M(1,61) = 3812,35 \times (1,61) - 1471,2 \times \frac{(1,61)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max}^u = 1905,60 \text{ daN.m}$$

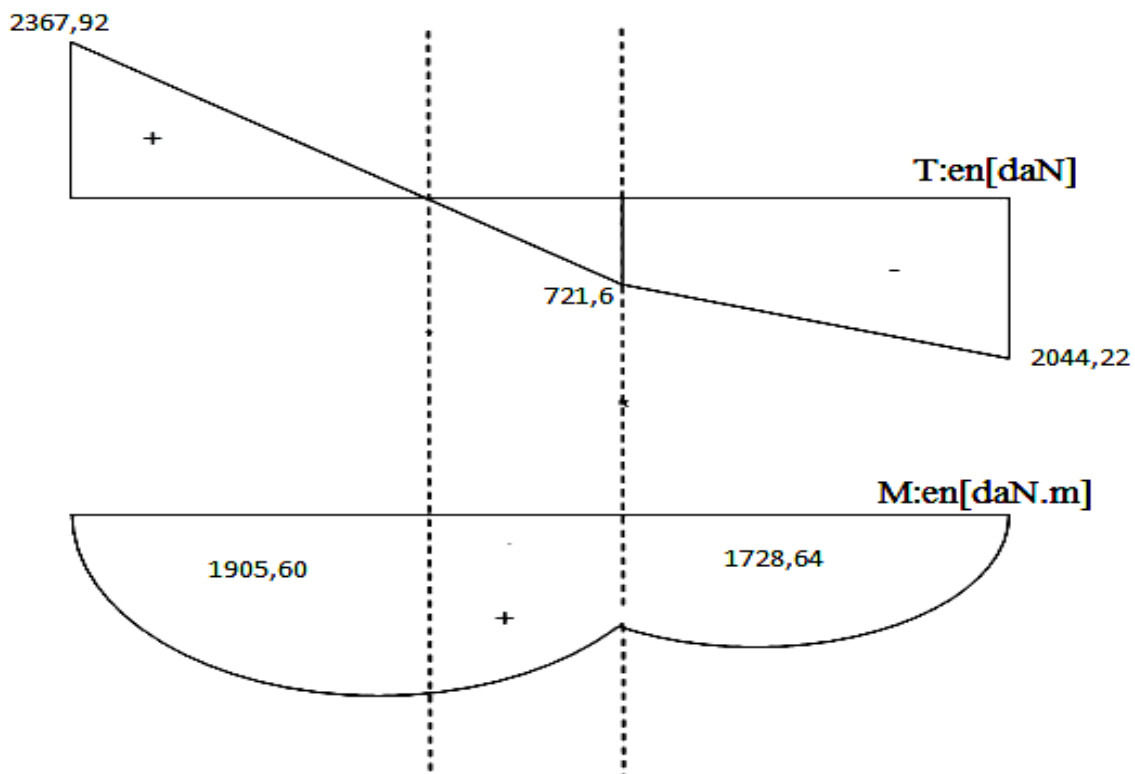


Figure IV.1N°10 : Diagrammes efforts tranchant et des moments fléchissant à E.L.U pour une poutre simplement appuyée.

- **Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0,2M_{\max}^u = 0,2 \times 1905,60 = -381,12 \text{ daN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t^u = 0,8M_{\max}^u = 0,8 \times 1905,60 = 1524,48 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- **Calcul des réactions :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{\frac{1,25^2}{2} \times 756 + 2,1 \left(\frac{2,1}{2} + 1,25 \right) \times 756}{3,35} = 1707,48$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 1467,71$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 1707,48 + 1467,71 - (2230,2 + 945) = 0$$

- **Calcul du moment fléchissant maximum et effort tranchent:**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,1 \text{ m}$.

$$\begin{cases} * T_1(x) = R_A - q_{ser1} \times x \\ * M_1(x) = R_A \cdot x - q_{ser1} \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_1(x) = 1707,48 - 1062 \cdot x \\ M_1(x) = 1707,48 \cdot x - 1062 \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_1(0) = 1707,48 \\ T_1(2,1) = -522,72 \\ M_1(0) = 0 \\ M_1(2,1) = 1244 \end{cases}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$.

$$\begin{cases} T_2(x) = R_B - q_{ser1} \times x \\ M_2(x) = R_B \cdot x - q_{ser1} \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_2(x) = -1467,71 - 756 \cdot x \\ M_2(x) = -1467,71 \cdot x - 756 \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_2(0) = -1467,71 \\ T_2(1,25) = -522,72 \\ M_2(0) = 0 \\ M_2(1,25) = 1244 \end{cases}$$

- **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max}^{ser} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1707,48 - 1062x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{1707,48}{1062} = 1,61 \text{ m}$$

$$M_{\max}^{ser} = M(1,61) = 1707,48 \times (1,61) - 1062 \times \frac{(1,61)^2}{2} \Rightarrow M_{\max}^{ser} = 1372,63 \text{ daN.m}$$

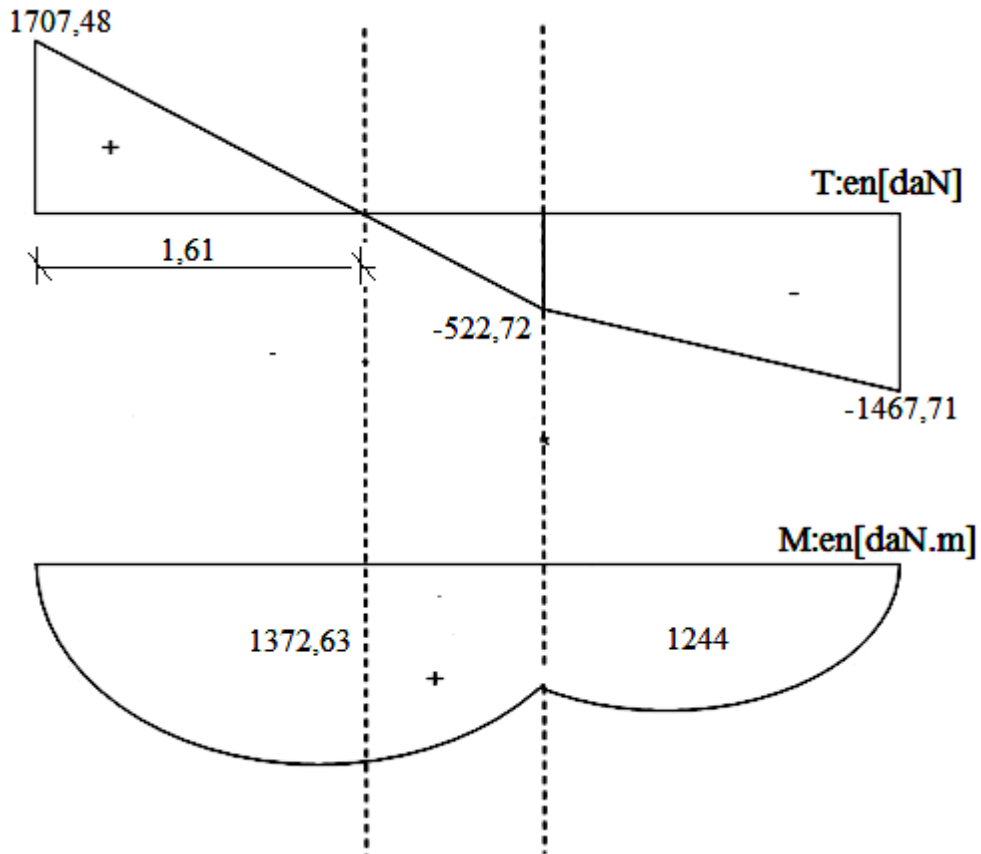


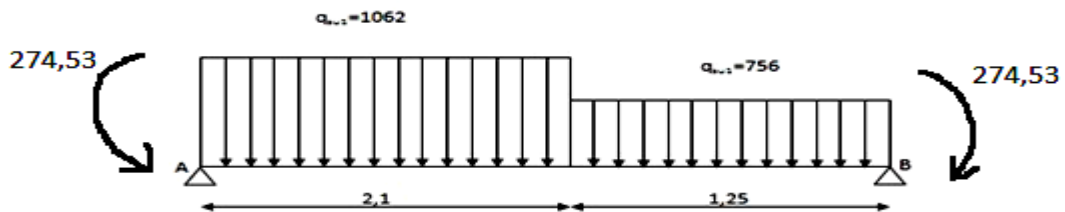
Figure IV.1N°11 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

• **Moment en appuis :**

$$M_a^{ser} = -0,2M_{max}^{ser} = -0,2 \times 1372,63 = -274,53 \text{ daN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_t^{ser} = 0,8M_{max}^{ser} = 0,8 \times 1372,63 = 1098 \text{ daN.m}$$



❖ **Calcul du ferrailage:**

A. **En travée :**

➤ **État limite ultime (E L U) :**

$$M_t^u = 1524,48 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15244,8}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,059$$

$$\mu = 0,059 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

⇒ A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$

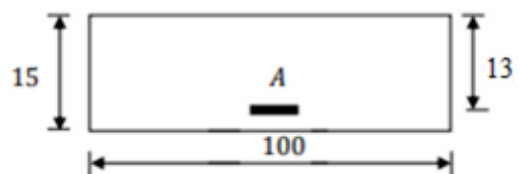


Figure IV.1N°12 : Section de calcul de la paillasse porteuse en travée

$$\frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076 \quad / \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15244,8}{348 \times 0,969 \times 13,5} = 3,34 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3,34 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$6\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

- État limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 1098,10 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire avec $A \neq \bar{A}$
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{1524,48}{1098,10} = 1,39$$

$$\alpha = 0,076 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

B. En appuis :

➤ État limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -381,12 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3811,2}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3811,2}{348 \times 0,993 \times 13,5} = 0,82 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,20 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

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

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

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{\text{ser}} = 274,53 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire avec \bar{A}'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \text{Si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$
- $$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{381,12}{274,53} = 1,39$$

$$\alpha = 0,017 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

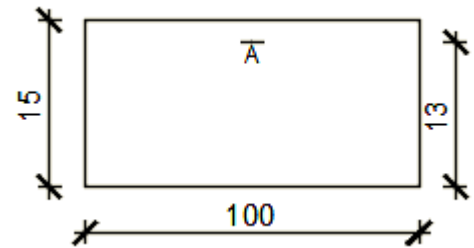


Figure IV.1N°13 : section de calcul de paillasse en appuis.

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

Remarque : Pour des raisons pratique, on prendre : T8 \longrightarrow e = 15 cm

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 2367,92 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{2367,92}{(100 \times 13,5) \times 100} = 0,17 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

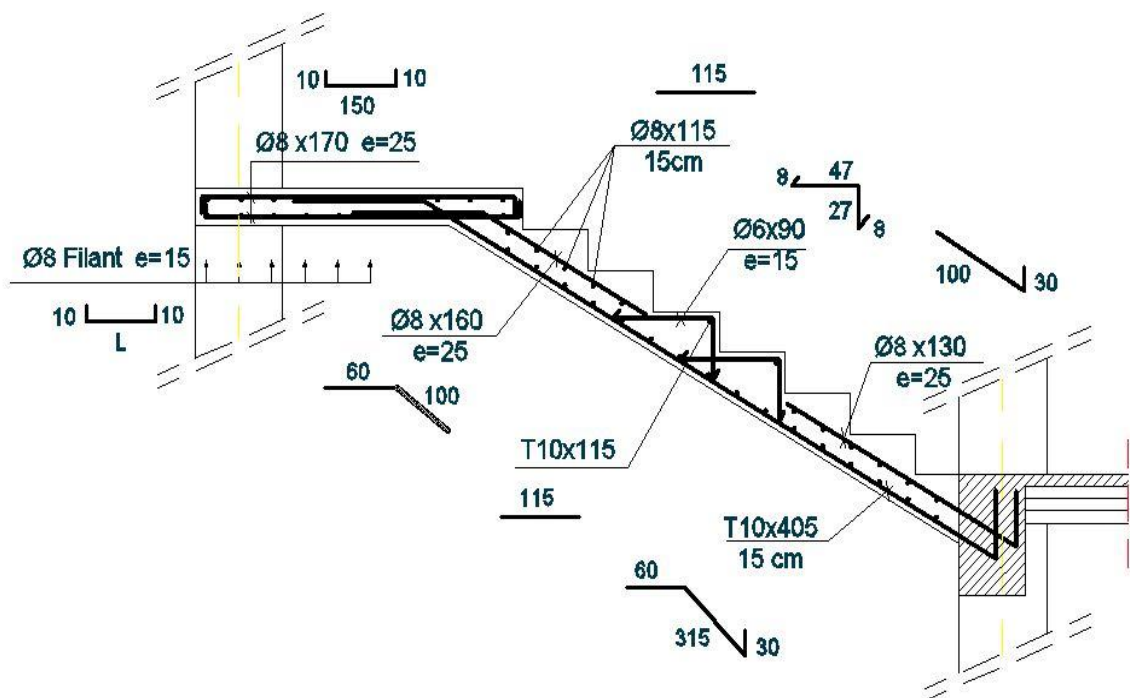


Figure IV.1N°14 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.

IV.1.4- Poutre Brisé:

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicité par les charges provenant des volées et des paliers ainsi que les marches porteuses.

IV.1.4.1-Pré-dimensionnement :

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.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

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

$$L = (2 \times 1,675) + \left(\frac{1,2}{\cos 29,54} \right) = 4,72\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{472}{15} \leq h \leq \frac{472}{10} \Rightarrow 31,46 \text{ cm} \leq h \leq 47,20 \text{ cm}$$

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

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

Donc; la section de la poutre brisée est de dimensions **(30 × 40) cm²**.

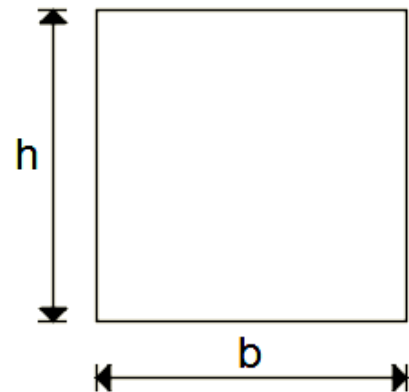
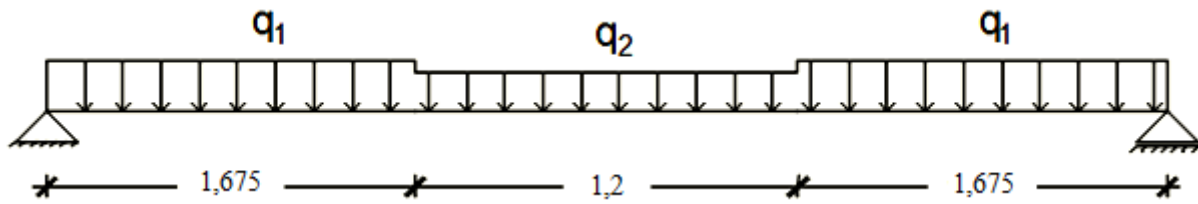


Figure IV.1N°15 : Section transversale de la poutre

IV.1.4.2-Evaluation des charges :**Figure IV.1N°16 :** Schéma statique de la poutre brisée.

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g'_m)$$

g_p ; g_{mur} : Poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement ;

q_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions de la paillasse porteuse ;

q_2 : Charge uniformément répartie due aux marches porteuses et

q_{eq} : Charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

- Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \overline{\gamma}_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 2500 \longrightarrow g_p = 300 \text{ daN/ml}$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow g_{mur} = (130 + 90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 274 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 3,06 - 0,50 = 2,56 \text{ m} \Rightarrow g'_{mur} = 274 \times \frac{2,56}{2} = 350,72 \text{ daN/ml}$$

- Combinaison fondamentales :

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

$$q_u^1 = R_B^u = 2044,22 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^2 = \frac{q_u \times L}{g} \quad (n: \text{nombre des contres marches})$$

$$q_u^2 = \frac{348,86 \times 1,25}{0,3} = 1453,58 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^{eq} = \frac{1453,58 \times 1,2 + 2 \times 2044,22 \times 1,675}{1,2 + 2 \times 1,675} + 1,35 (300 + 350,72)$$

$$q_u^{eq} = 2766,91 \text{ daN/ml}$$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{2766,91 \times 4,55^2}{8} = 7160,24 \text{ daN.m}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^u = 0,8 \times M_0^u = 5728,19 \text{ daN.m}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^u = -0,2 \times M_0^u = -1432,05 \text{ daN.m}$$

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

$$q_s^1 = R_B^s = 1467,71 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^2 = \frac{q_s \times L}{g}$$

$$q_s^2 = \frac{250,08 \times 1,25}{0,3} = 1042 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^{eq} = \frac{1042 \times 1,2 + 2 \times 1467,71 \times 1,675}{1,2 + 2 \times 1,675} + (300 + 350,72)$$

$$q_s^{eq} = 2006,15 \text{ daN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{2006,15 \times 4,55^2}{8} = 5191,54 \text{ daN.m}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^{ser} = 0,8 \times M_0^s = 4153,23 \text{ daN.m}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^{ser} = -0,2 \times M_0^u = -1038,30 \text{ daN.m}$$

Tableau. IV.1.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissants

	E.L.U	E.L.S
Travée	5728,19	4153,23
Appuis	-1432,05	-1038,30

IV.1.4.3- Calcul du ferrailage :**A. En travée :**➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 57281,9 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{57281,9}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,137$$

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

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{57281,9}{348 \times 0,945 \times 36} = 4,83 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 4,83 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

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

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 41532,3 \text{ N.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{57281,9}{41532,3} = 1,38$$

$$\alpha = 0,137 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

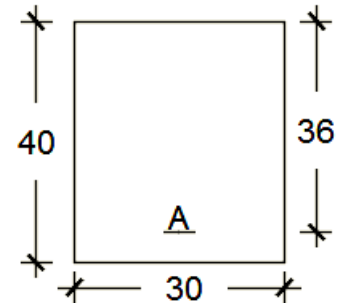


Figure IV.1N°17 : Section de calcul de la poutre en travée.

❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))
$$\Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$
B. En Appuis :➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -14320,5 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14320,5}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,033$$

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

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14320,5}{348 \times 0,987 \times 36} = 1,16 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,30 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

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

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \overline{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_a^s = -10383 \text{ N.m} \\ \Rightarrow \text{Si } \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \end{array}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{14320,5}{10383} = 1,38$$

$$\alpha = 0,033 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

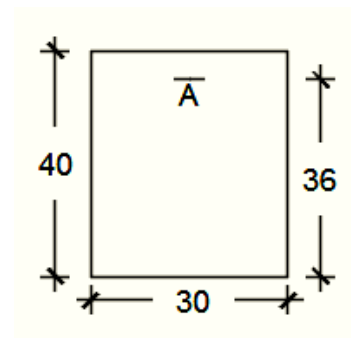


Figure IV.1N°18 : Section de calcul de la poutre en appuis.

❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

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

• Moment de torsion :

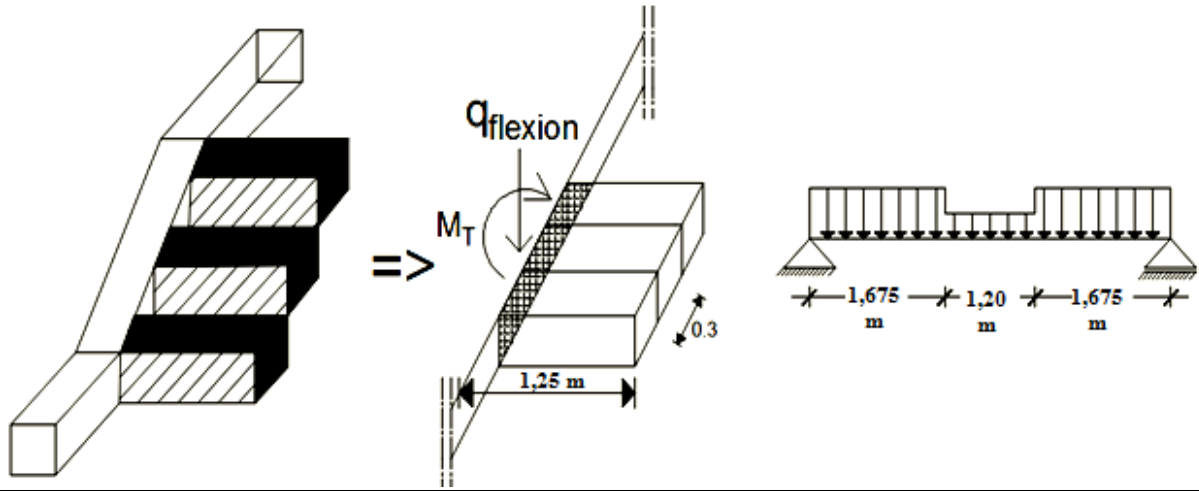


Figure IV.1N°19 : schéma des marches porteuses (effet de torsion).

$$M_{T/marche} = \frac{q \times L^2}{2} \text{ pour 4 marches on a : } M_{T/marche} = 5 \times \frac{q \times L^2}{2}$$

❖ Moment en travée : moment de torsion dû aux 4 marches

$$M_T^u = 4 \times \frac{q_u \times L^2}{2} = 4 \times \frac{3,4886 \times 1,25^2}{2} = 10, \text{KN.m}$$

❖ Moment en appuis : effet du moment de torsion en travée aux appuis

$$M_{TB} = M_{TC} = -\frac{1}{2} M_T^u = -\frac{13,627}{2} = -5,045 \text{KN.m}$$

• Déterminations des armatures :

[CBA91/A5.4.2.2]

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

$$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

$$U = (35 + 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$

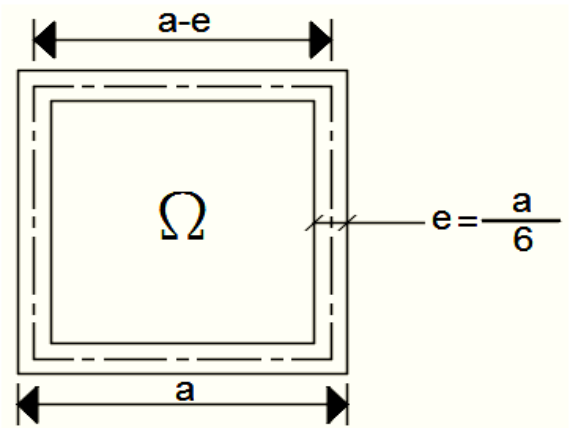


Figure IV.1N°20 : Section du calcul.

- **Calcul des armatures longitudinales** : [Article CBA91/A5.4.4]

- A. **En travée** :

$$A_{Tt} = \frac{U \cdot M_T^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120 \times 13627}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 2,67 \text{ cm}^2$$

- B. **En appuis** :

$$A_{Ta} = \frac{U \cdot M_{TC}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120 \times 10480}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 1,34 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales** :

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \min(A_{\text{Cal}}; A_{\min}) = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \min(A_{\text{Cal}}; A_{\min}) = 1,34 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion** :

$$A_{Tt} + A_t^u = 4,83 + 2,67 = 7,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} + A_a^u = 1,30 + 1,34 = 2,64 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures** :

En travée : 7T14 $\longrightarrow A = 10,78 \text{ cm}^2$

En appuis : 3T14 $\longrightarrow A = 4,62 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales** :

- ❖ **Cas de Flexion** :

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.

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

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{\max} = \frac{q_{\text{eq}} \times L}{2} = \frac{2766,91 \times 4,55}{2} = 6294,72 \text{ daN/m}_L$$

?

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

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 62947,2 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

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 :

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

$$A_{\text{inf}} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[62947,2 + \frac{14320,5}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{62947,2}{30 \times 36 \times 10^2} = 0,58 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ 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 :

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

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

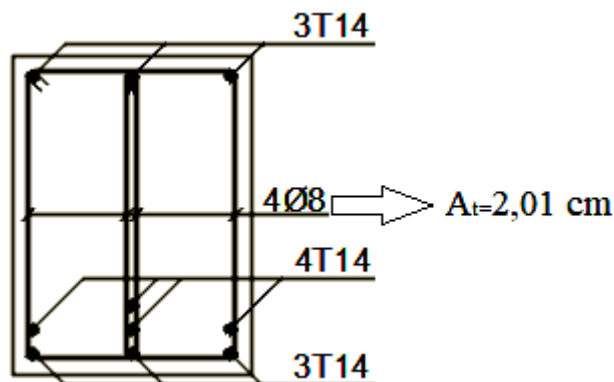


Figure IV.1N°21 : Armatures longitudinales et transversales.

- L'espacement 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 :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,58 - 0,3 \times 2,1)} = -251,92 \text{ cm} = 0 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 0 \text{ cm}$$

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

❖ Cas de torsion :

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]

La contrainte tangente de torsion s'évalue par la formule :

$$\tau_u = \frac{M_T^{\max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13\,627}{2 \times 875 \times 5} = 1,55 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = (1,55)^2 + (0,58)^2 = 2,73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u^2 = (3,34)^2 = 11,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = 2,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.}$$

Alors On a : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\emptyset_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

- L'espacement des armatures transversales :

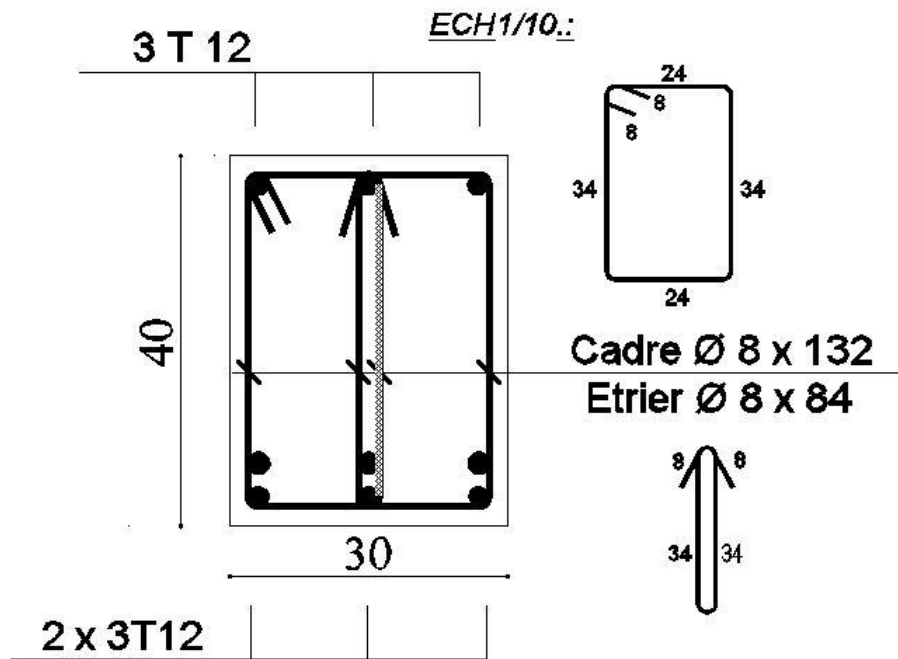
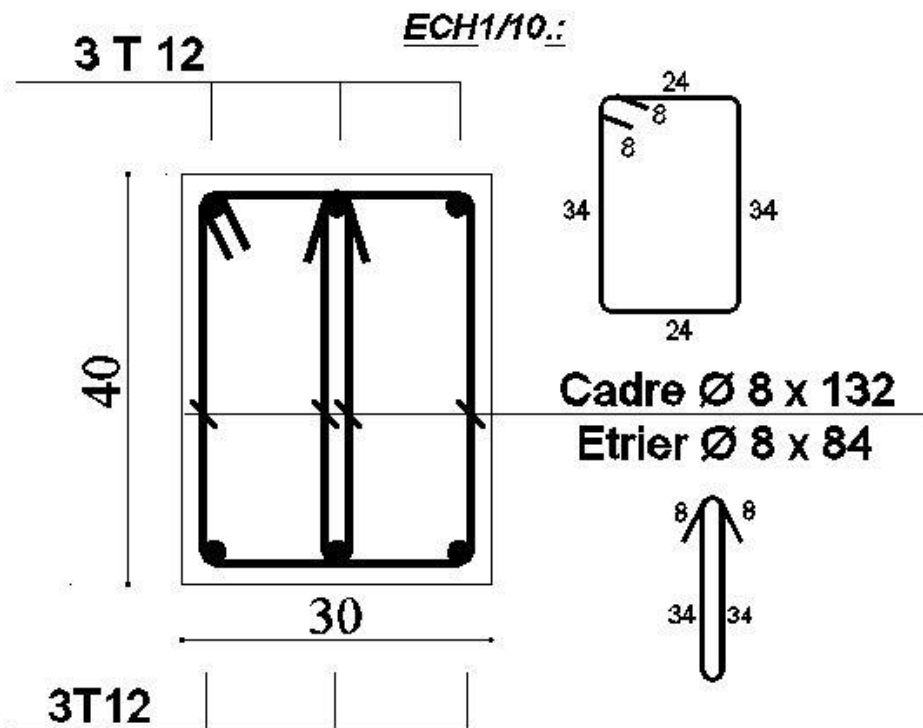
$$\delta_t \leq \frac{2 \times \Omega \times A_t}{M_T^u} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{2 \times 875 \times 2,01}{13\,627} \times \frac{235}{1,15} = 52,74 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 4. 4}]$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times \delta_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 52,74}{235} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte $\delta_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$\delta_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

COUPE :**Fig.IV.1.22:** Dessin de ferrailage de la poutre brisée en travée.**COUPE :****Figure IV.1N°23 :** Dessin de ferrailage de la poutre brisée en appuis.

IV. 2-Etude de l'acrotère :

IV.2.1-Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher soumise à son poids (W_p) et une charge horizontale due à la main courante (F_p).

➤ **Le rôle de l'acrotère :**

- ✓ Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade ;
- ✓ Donne un aspect esthétique et
- ✓ Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur

[Figure IV.2N°01]

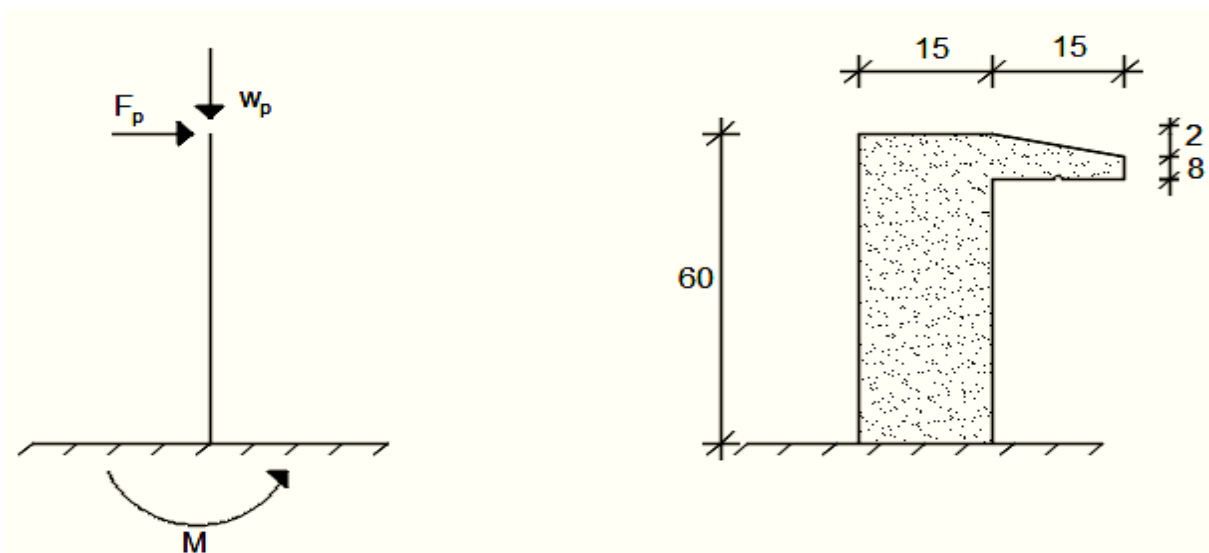


Figure IV.2N°01 : Dimension de l'acrotère et schéma statique.

IV.3.2-Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1,00 m de largeur. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N et d'un moment de flexion à la base.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.3-Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \bar{\gamma}_b = \left[(0.6 \times 0.15) + (0.15 \times 0.08) + \left(\frac{0.15 \times 0.02}{2} \right) \right] \times 1 \times 25 \Rightarrow W_p = 2,59 \text{ KN.}$$

- La force horizontale: F_p [RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3]

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$ (Elément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2,59$$

$$F_p = 1,24 \text{ KN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1,35W_p \\ M_u = 1,5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 2,59 \\ M_u = 1,5 \times 1,24 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 3,49 \text{ KN} \\ M_u = 1,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 2,59 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- Position du point d'application de l'effort normal de compression : (N)

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,12}{3,49} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$$

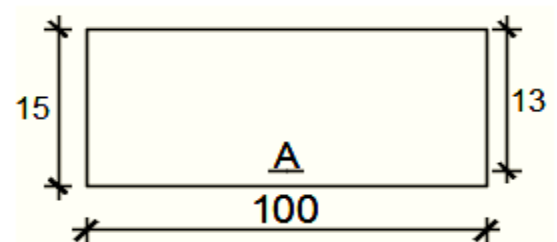


Figure IV.2N°02 :Section de calcul.

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue

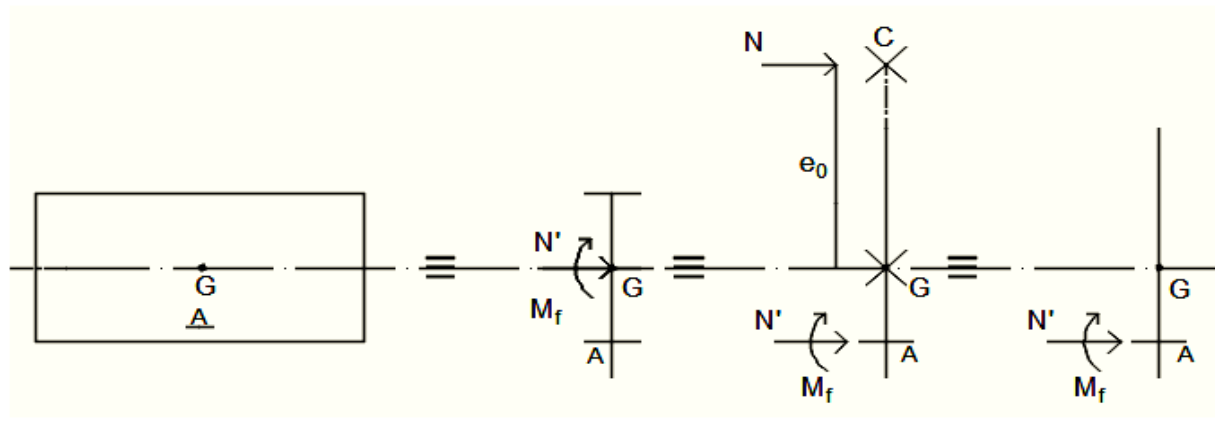


Figure IV.2N°03:Position de centre de pression.

$$M_f = N_u \times e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - C' \right) = 3,49 \times \left(0,32 + \frac{0,15}{2} - 0,02 \right) = 1,3087 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_f^u = 1308,7 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1308,7}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,00545$$

$$\mu = 0,00545 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1308,7}{348 \times 0,997 \times 13} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,29 - \frac{3490}{100 \times 348} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L$$

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

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 15) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$4\text{T8}/\text{m}_L \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

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

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,75}{2,59} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$$

Donc : Le point d'application d'l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

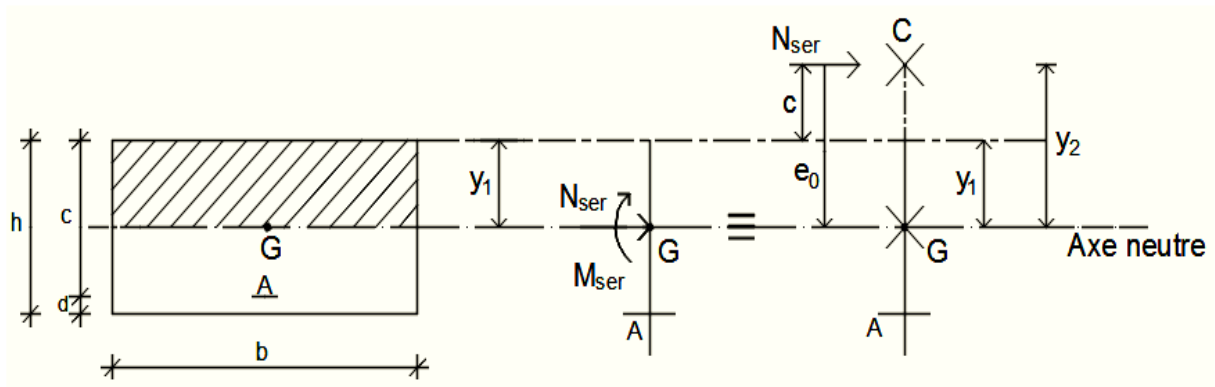


Figure IV.2N°04 :Position de centre de

C : Centre de pression (point d'application) ;

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

c : La distance du point d'application de N_{ser} à la fibre la

Plus comprimée ($c < 0$) ;

y_2 : La distance du point d'application de N_{ser} à

L'axe neutre ($y_2 > 0$) ;

y_1 : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

- Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d) + \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d)^2 - \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{15}{2} = 21,5 \text{ cm} \Rightarrow c = -21,5 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \text{ avec } \dot{A} = 0 \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

$$p = -3 \times (-21,5)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 21,5) = -1264,72 \Rightarrow p = -1264,72$$

$$q = -2 \times (-21,5)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 21,5)^2 = 15666,84 \Rightarrow q = 15666,84$$

$$y_2 : \text{ est la racine de l'équation : } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1264,72y_2 + 15666,84 = 0$$

Dont la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (15666,84)^2 + \frac{4}{27} \times (-1264,72)^3 = -54245047,9 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 15666,84}{2 \times (-1264,72)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1264,72}} = -0,90 \Rightarrow \varphi = 154,16^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1264,72}{3}} = 41,06 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos (\varphi/3) = 41,06 \times \cos (8,61) = 25,63 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos ((\varphi/3) + 120^\circ) = -40,59 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos ((\varphi/3) + 240^\circ) = 14,97 \text{ cm} \end{cases}$$

La racine y_2 est prise telle que ; $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h = 25,63 - 21,5 = 4,13 \leq 15 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 4,13 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (4,13)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (13 - 4,13) = 329,96 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{\text{ser}}}{100 \cdot S} = \frac{2590}{100 \times 329,96} = 0,078$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,15 \times 4,13 = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (13 - 4,13) = 19,96 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme

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

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400$ MPa

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

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

• Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues}$$

IV.3.5-Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{\max} = 1,5 F_p = 1,5 \times 1,24 = 1,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1860}{100 \times 13 \times 100} = 0,014 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque:

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.

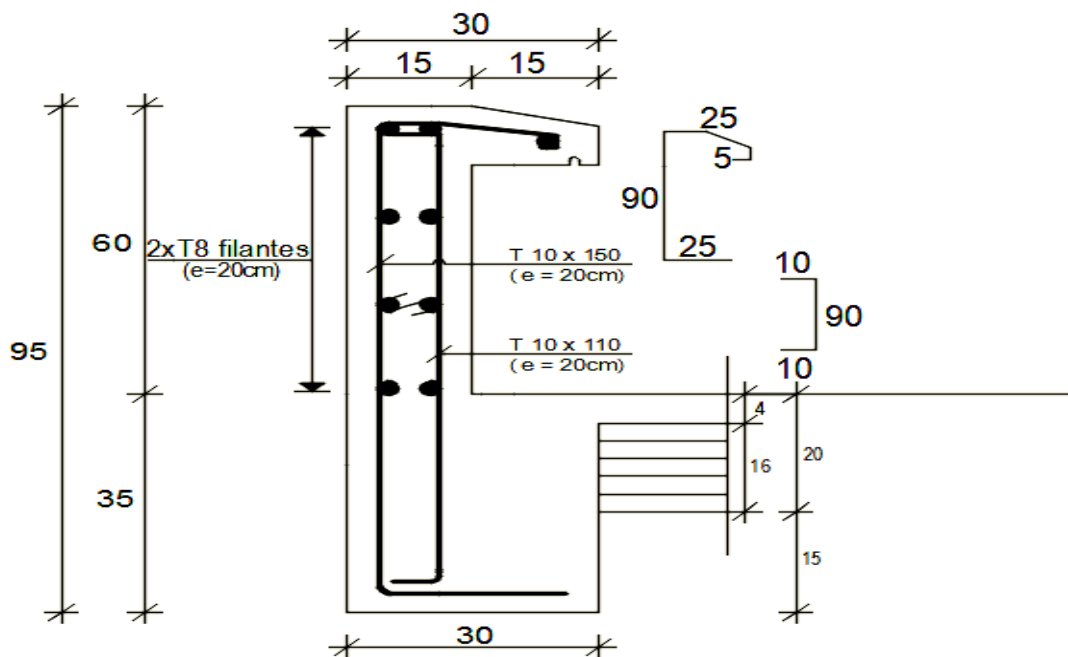


Figure IV.2N°05: Ferrailage de l'acrotère.

IV.3- Etude des balcons :

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

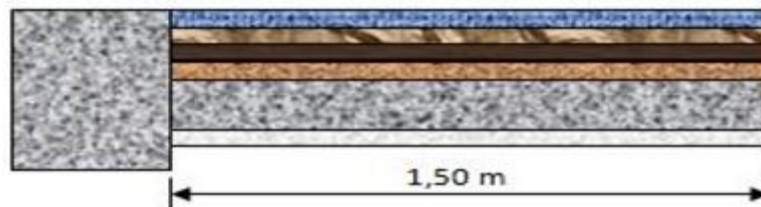
Type 01 :

Figure IV.3.N°01: Coupe transversale d'un balcon à dalle pleine (d'étage courant).

IV.3.1- Descente de charges :**-Epaisseur du balcon :**

On prend $e = 15 \text{ cm}$.

Tableau IV.3.1: Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

N°	Désignation	G (KN/m ²)
1	Dallage céramique	0,13
2	Mortier de pose	0,20
3	Béton pour rattrapage de niveau	0,77
4	Dalle pleine	3,75
5	Enduit au ciment	0,27
	Charge permanent G (balcon)	5,12
	Charge d'exploitation Q (balcon)	3,5

Pour une bande de 1m de largeur :

$$G = G_1 \times 1,00 = 5,12 \times 1,00 = 5.12 \text{ KN/ml}$$

IV.3.2- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (0.90 + 2 \times 1,5 \times 0.18) = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3,06\text{m} \rightarrow P = 1.44 \times 3,06 = 4,41 \text{ KN/ml.}$$

IV.3.2- Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation $\rightarrow Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q = Q_1 \times 1,00 = 3,50 \text{ KN/ml.}$$

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

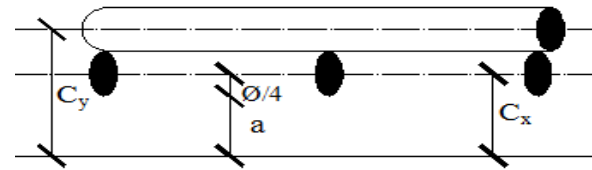


Figure IV.3.N°02: Enrobage.

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{\max} = 10 \text{ mm}$$

- **Calcul de l'enrobage :**

$$c = 10 + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \rightarrow c = 15 \text{ mm}$$

- **Hauteur utile :**

$$d = h_d - c = 16 - 1,5 = 14,5 \rightarrow d = 14,5 \text{ cm}$$

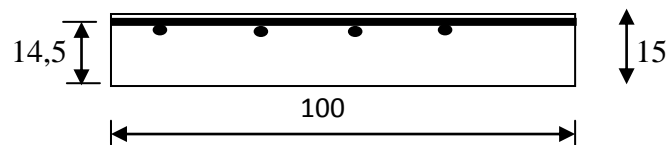


Figure IV.3.N°04: Disposition des armatures de la nappe supérieure.

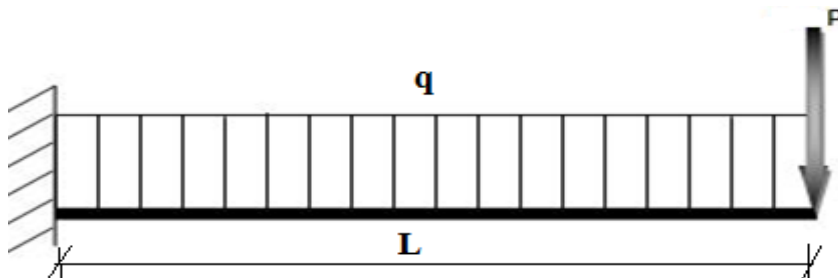


Figure IV.3.N°05: Schéma statique du balcon.

• **Etat limite ultime (E.L.U.)**

$$M_u = -[1,35G + 1,5Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 5,12) + (1,5 \times 3,50)] \frac{1,5^2}{2} - 1,35 \times 4,41 \times 1,50 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -22,61 \text{ KN. m.}$$

➤ **Etat limite de service:**

$$M_{\text{ser}} = -[G + Q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = -[5,12 + 3,50] \frac{1,5^2}{2} - 4,41 \times 1,5 \times 1 \text{ m} \rightarrow M_{\text{ser}} = -16,31 \text{ KN. m.}$$

IV.3.3- Calcul du ferrailage :**➤ Etat limite ultime :**

$$M_u = -22610 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22610}{14,2 \times 100 \times 14,5^2} = 0,075 ;$$

$$\mu = 0,075 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,10 ;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,960.$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{22610}{348 \times 0,960 \times 14,5} = 4,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A = 4,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$5T12/\text{ml} \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service :

$$M_s = -16,31 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ Flexion simple} \\ \text{➤ Section rectangulaire} \\ \text{➤ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{22610}{16310} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ } \sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa} \\ \text{➤ Fissuration préjudiciable} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$4T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Remarque : pour des raisons pratiques on prendra :

$$6T10 \longrightarrow e = 15\text{cm} (A = 4,71 \text{ pour armature } A_p) \text{ et ,}$$

$$4T8 \longrightarrow e = 15\text{cm} (A = 2,01 \text{ pour } A_r)$$

IV.3.4- Calcul des armatures transversales :

$$T_{\max}^u = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35P \times 1 \text{ m}$$

$$T_{\max}^u = (1,35 \times 5,12 + 1,5 \times 3,50) \times 1,50 + 1,35 \times 4,41 \rightarrow T_{\max}^u = 24,20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{24200}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,167 \text{ MPa}$$

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

- $\tau_u = 0,167 < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.4- Vérification de la flèche :**• Coordonnée du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \Rightarrow V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 4,71 \times 14,5}{100 \times 15 + 15 \times 4,71} = 7,81 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7,81 = 7,19 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_0 &= b \times \frac{V_1^3}{3} + b \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A \times (d - V_1)^2 \\ &= 100 \times \frac{7,81^3}{3} + 100 \times \frac{7,19^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (14,5 - 7,81)^2 \\ &\Rightarrow I_0 = 30976,18 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

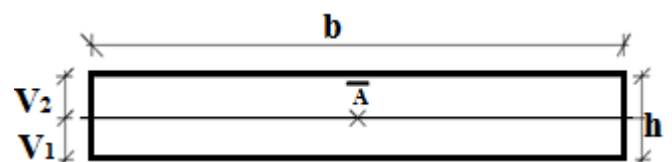


Figure IV.3.N°06: Schéma explicatif.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{4,71}{100 \times 14,5} = 0,325 \Rightarrow \beta_1 = 0,911$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,0032} = 6,56$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times \lambda_i}{5} = \frac{2 \times 6,56}{5} = 2,62$$

$$M_g = -\frac{G \times L^2}{2} - P \times L = -\frac{5,12 \times 1,5^2}{2} - 4,41 \times 1,5 = -12,38 \text{ KN.m}$$

$$M_j = -\frac{G \times L^2}{2} = -\frac{5,12 \times 1,5^2}{2} = -5,76 \text{ KN.m}$$

$$M_p = -\frac{P' \times L^2}{2} - P \times L ;$$

Avec $P' = G+q = 5,12+3,5 = 8,62 \text{ KN/ml}$

$$M_p = -\frac{8,62 \times 1,5^2}{2} - 4,41 \times 1,5 = -16,31 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{12380}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 198,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5760}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 92,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{16310}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 262,15 \text{ MPa}$$

- **Calcul du μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 198,98 + 2,1} = 0,20$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 92,57 + 2,1} = -0,12$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 262,15 + 2,1} = 0,33$$

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

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

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 32744,76}{1 + 2,62 \times (0,20)} = 23634,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{gi}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 32744,76}{1 + 6,56 \times (0,20)} = 15579,25 \text{ cm}^4$$

$$I_{ji}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 32744,76}{1 + 6,56 \times (-0,12)} = 20154 \text{ cm}^4$$

$$I_{pi}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 32744,76}{1 + 6,56 \times 0,33} = 11381,20 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{4 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{12380 \times 1,5^2 \times 10^4}{4 \times 10820 \times 23634,70} = 0,27 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{4 \times E_i \times I_{gi}^i} = \frac{12380 \times 1,5^2 \times 10^4}{4 \times 32200 \times 15579,25} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{4 \times E_i \times I_{ji}^i} = \frac{5760 \times 1,5^2 \times 10^4}{4 \times 32200 \times 20154} = 0,05 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{4 \times E_i \times I_{pi}^i} = \frac{16310 \times 1,5^2 \times 10^4}{4 \times 32200 \times 11381,20} = 0,25 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

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

$$\Delta f_t = (0,27 - 0,05) + (0,25 - 0,14)$$

$$\Delta f_t = 0,33 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

$$L = 1,5 \text{ m} < 2,0 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,33 \text{ cm} < \Delta f_{t,max} = 0,48 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

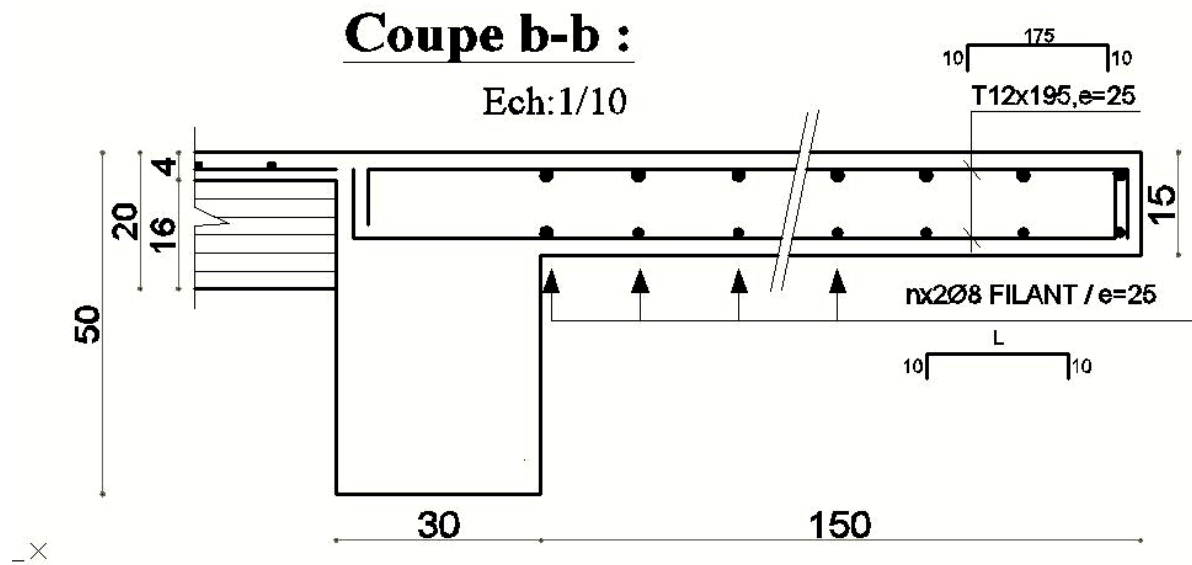


Figure IV.3.N°07: Schéma de ferrailage du balcon type 01.

- Calcul du contre poids :

$$G_1 = 0,15 \times 1,5 \times 1 \times 25 = 5,63.$$

- Poids de contre balancement :

$$G_2 = 0,20 \times x \times 1 \times 25 = 5,63 \Rightarrow G_2 = 5 \times x$$

$$G_2 = 0,60 \times 5,63 = 5 \times x$$

$$x = 0,67m \approx 0,7 m$$

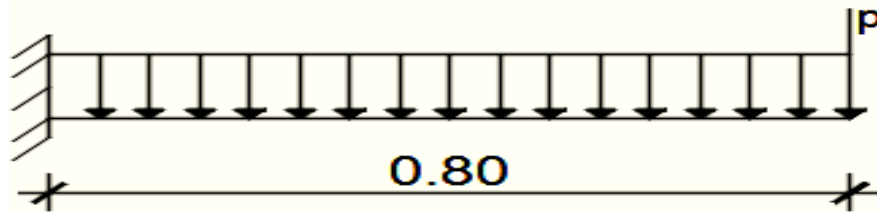
Type 02 :

Figure IV.3.N°08: Schéma statique du balcon type2.

➤ **Epaisseur du balcon :**

On prend $h_d = 15 \text{ cm}$

IV.3.5- Descente de charges :

- **Charges permanentes :** $G = 5,06 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

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

- **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

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

- **la charge due au poids du mur :**

La charge 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: $h = 1,10 \text{ m}$

$$P = 2,74 \times 1,10 = 3,01 \text{ KN} \Rightarrow P = 3,01 \text{ KN}$$

- **Moments fléchissant :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

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

$$M_u = - \left[1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50 \right] \times \frac{0,80^2}{2} - 1,35 \times 3,01 \times 0,80 \times 1,00$$

$$M_u = -7,117 \text{ KN.m}$$

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

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

$$M_{ser} = - \left[5,06 + 3,50 \right] \times \frac{0,80^2}{2} - 3,01 \times 0,80 \times 1,00$$

$$M_{ser} = -5,147 \text{ KN.m.}$$

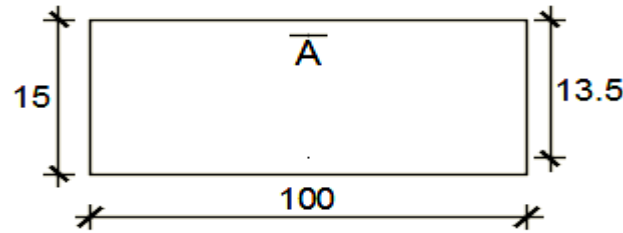
IV.3.6- Calcul du ferrailage :

Figure IV.3.N°09: Section de calcul.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = 7117 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\frac{7117}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7117}{348 \times 0,986 \times 13,5} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

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

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

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = 5147 \text{ N.m}$$

Fissuration est considérée comme Fissuration préjudiciable.

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 13,5 \times 0,59 = 15,93 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 15,93} = 3,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3,45^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,45)^2 = 7322,88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5147}{7322,88} = 0,70$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,70 \times (13,5 - 3,45) = 105,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

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

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

IV.3.7- Vérification des contraintes de cisaillement :

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

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50) \times 0,80 + 1,35 \times 3,01$$

$$T_u^{\max} = 13,728 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{13728}{100 \times 100 \times 13,5} = 0,10 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\}$$

IV.2.8-Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{80} = 0,1875 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

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

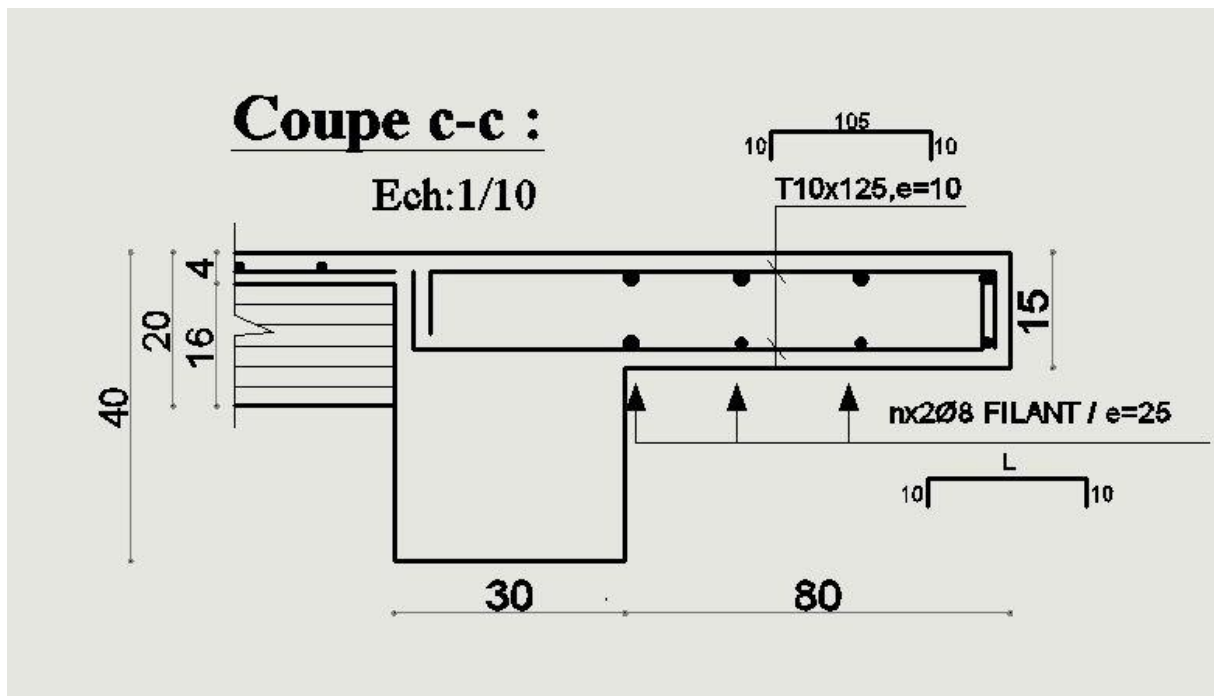


Figure IV.3.N°10: Schéma de ferrailage du balcon type 02.

V. Etude de l'ascenseur

V.1-Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation vertical, la cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle des escaliers.

L'ascenseur est composé de trois constituants principaux :

- ❖ Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
- ❖ Treuil de levage et la poulie et
- ❖ Le contre poids.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Les normes principales qui régissent la réalisation des ascenseurs sont les normes européennes harmonisées EN 81-1, concernant les ascenseurs électriques et EN 81-2, concernant les ascenseurs hydrauliques.

Dans notre bâtiment on a un seul ascenseur, qui a la capacité de porter 8 personnes ; et d'après la norme française pour 8 personnes, on a une charge nominale de 600 kg, (tableau p.56 ascenseur et monte-charge) avec une vitesse de 1.7 m/.

La dalle qui supporte la machine est en béton armé d'une épaisseur de 20cm.

V.2-Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

Selon la norme **NF-P82-208** pour un immeuble à usage multiple, on a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc ; les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1,45$ m
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1,25$ m
- Largeur de la gaine : $L_G = 1,85$ m
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1,55$ m
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2,20$ m
- Largeur du passage libre : $L_p = 0,80$ m
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2,00$ m
- Epaisseur du voile : $e = 15$ cm
- Hauteur de course : $C = 30,06$

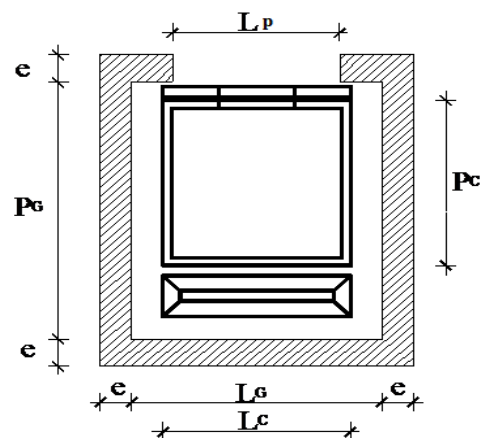


Figure V N°01 : dimensions de l'ascenseur.

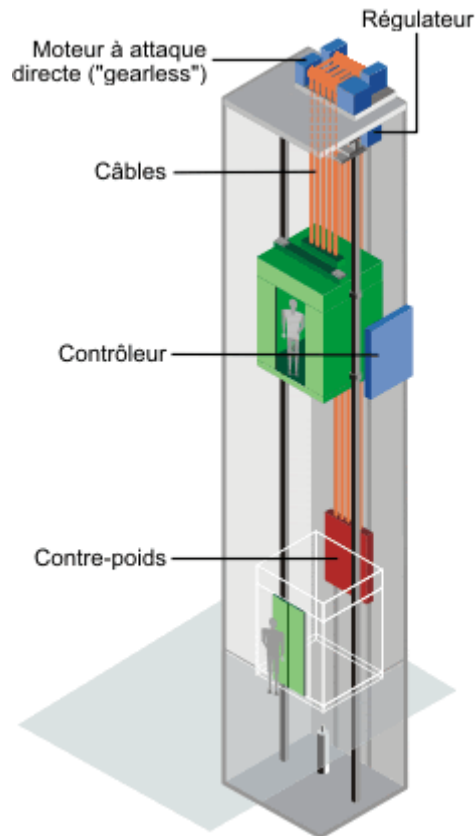


Figure V N°02 : Ascenseur électrique

V.3-Descente de charge :

- **Surcharge d'exploitation** : $Q=600\text{daN}$ (08personne)
- **Charge permanente** :

A. **Masse de la cabine** : est composer de la somme des masses suivante

- **Masse des surfaces latérales** :

La masse de la surface des cotes augmentée de 10% à raison de $11,5 \text{ daN/m}^2$

$$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1,45 + 2 \times 1,25) \times 2,20 = 8,69 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11,5 + 0,1 \times 11,5) \times 8,69 = 109,93 \text{ daN}$$

- **Masse de plancher** :

La masse du plancher a raison de 70 daN/m^2 pour appareils de 300 a 600daN de charge :

$$S_2 = L_c \times P_c = 1,45 \times 1,25 = 1,81 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1,81 = 126,88 \text{ daN}$$

- **Masse du toit** :

La masse du toit à raison de 20 daN/m^2 :

$$S_3 = L_c \times P_c = 1,45 \times 1,25 = 1,81 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1,81 = 36,2 \text{ daN}$$

- **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1,10) = 126 \text{ daN}$$

- **Masse de la porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0,80 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute a prise amortie => $M_6 = 100 \text{ daN}$

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires => $M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 109,93 + 126,88 + 36,2 + 126 + 120 + 100 + 80 + 6 = 759 \text{ daN}$$

B. Masse du contre poids :

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 759 + \frac{600}{2} = 1059 \text{ daN}$$

C. Masse du câble :

Détermination di diamètre du câble d'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareil un minimum égal à 12 et le rapport $\left(\frac{D}{d}\right)$ au minimum égal a 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes

$$\begin{cases} \frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} = 12,5 \text{ mm} \\ C_s = 13 \end{cases}$$

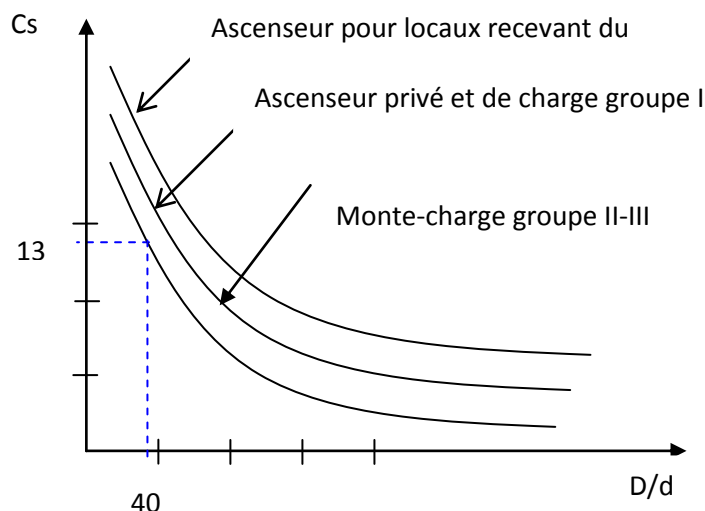


Figure V N°03 : Abaque de détermination de suspentes.

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination de suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \times M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport au deux autres.

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 759) \Rightarrow C_r = 17667 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_{rn} , il convient de faire intervenir le coefficient de câblages qui est égale à 0,85 donc :

$$C_{rn} = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{17667}{0,85} = 20784,71 \text{ daN}$$

$$C_{rn} \text{ égal aussi : } C_{rn} = C_r (\text{câble}) \times n \times m$$

Avec :

m : type de mouflage brin

n : nombre de câble

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre

d = 12,5 mm $\Rightarrow C_r$ (câble) = 8152 daN (voir tableau suivant).

Tableau V N°1 : caractéristique des câbles

Diamètre des câble mm	Diamètre des fils mm	Section [mm ²]	Masse linéaire ML [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11	0,7	41,27	0,396	6232
12,6	0,8	53,34	0,515	8152
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15,5	1,0	83,84	0,810	12830

$$n = \frac{20784,71}{2 \times 8152} = 1,27 \text{ On prend } n=2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles m_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble ;

$d = 12,5 \text{ mm}$ (tableau) $M_L = 0,515 \text{ daN/m}_L$ et

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 31 \text{ m}$.

$$M_c = 0,515 \times 2 \times 31 = 31,93 \text{ daN}$$

D. Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

Résumé :

- Poids mort = 759 daN
- Masse du câble = 31,93 daN
- Masse du contre poids = 1059 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- Donc la charge permanente : **G = 3049,93 daN**
- **Combinaisons fondamentales :**
 - Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 3049,93) + (1,5 \times 600)] = 5017,41 \text{ daN}$$

- Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 3049,93 + 600 = 3649,93 \text{ daN}$$

V.4-Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

La moteur de l'ascenseur est appuyé sur la dalle par 4 appuis, alors que la dalle peut soumise au phénomène de poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par chacun des ces appuis. Chaque appui du moteur prend $\frac{1}{4}$ de la charge totale transmise par l'ascenseur donc :

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_u^a = 1254,35 \text{ daN}$$

$$q_{ser}^a = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_{ser}^a = 912,48 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_u^a \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Avec :

q_u^a : Charge ultime pour chaque appui

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : Epaisseur de la dalle égale à 20cm

U, V ; représentent les côtes du rectangles ($U//L_x$ et $V//L_y$)

Sur lequel la charge qui s'applique compte tenue de la diffusion à 45 degrés dans le béton

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm}$$

$$q_u^a = 1301,14 \text{ daN} < \frac{0,045 \times 100 \times 20 \times 150}{1,5} = 90000 \text{ N} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : la dalle résiste au poinçonnement.

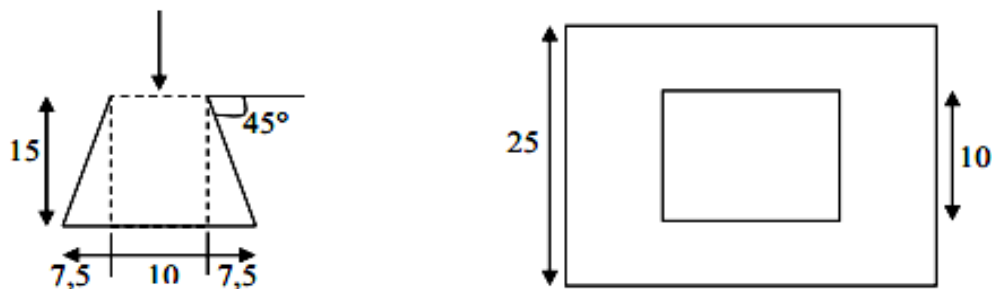


Figure V N°04 : schéma de la surface d'impact.

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = q^a \times (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_y = q^a \times (M_2 + v \cdot M_1) \text{ avec :}$$

Avec :

v : Coefficient de poisson qui égal à 0 a l'ELU, et à 0,2 a l'ELS.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnees à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ dans les abaques suivent :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

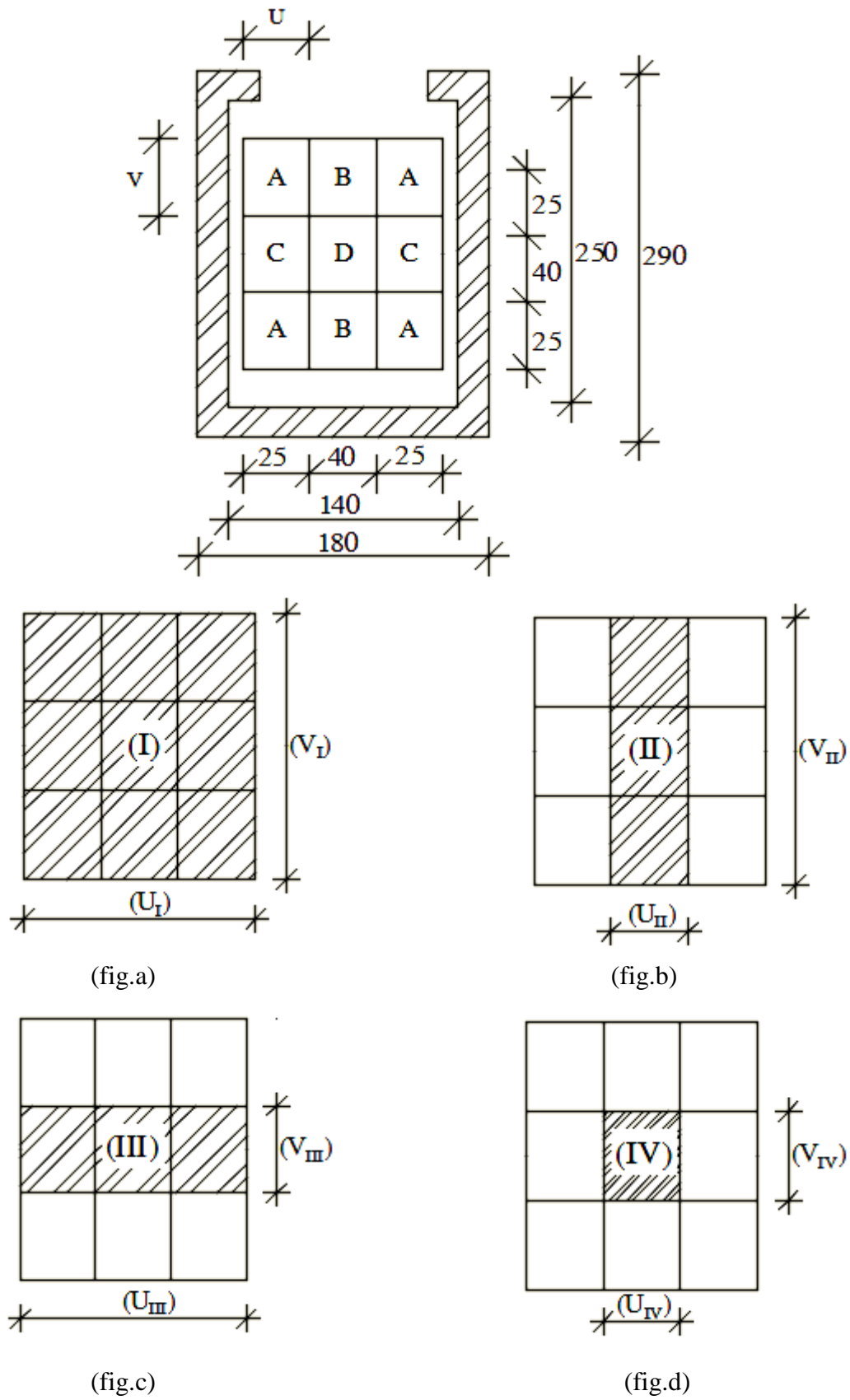


Figure V N°05 : Schéma pour le calcul des moments dûs aux charges localisées.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L} = \frac{155}{185} = 0,84 > 0,4 \text{ la dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{xc} = \frac{(M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})}{4}$$

$$M_{yc} = \frac{(M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})}{4}$$

Avec:

$$M_x = q_u \times (M_1 + v.M_2) = (M_1 + v.M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow \frac{M_x}{4} = (M_1 + v.M_2) \times Q_a$$

$$M_y = q_u \times (M_2 + v.M_1) = (M_2 + v.M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow \frac{M_y}{4} = (M_2 + v.M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S; S = U \times V$$

Tableau V N°02 : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U [m]	0,90	0,90	0,40	0,40
V [m]	0,90	0,40	0,90	0,40
S en [m ²]	0,81	0,36	0,36	0,16
$\frac{U}{L_x}$	0,60	0,60	0,26	0,26
$\frac{U}{L_y}$	0,49	0,22	0,49	0,22
M ₁	0,087	0,099	0,135	0,160
M ₂	0,071	0,096	0,100	0,140
Q _a ^u =Q _a ^u ×S [N]	162563,76	72250,56	72250,56	32111,36
Q _a ^{ser} =Q _a ^{ser} ×S [N]	118257,41	52558,85	52558,85	23359,49
$\frac{M_x^u}{4}$ [N.m]	14143,05	7152,81	9753,82	5137,82
$\frac{M_y^u}{4}$ [N.m]	11542,03	6936,05	7225,06	4495,59
$\frac{M_x^{ser}}{4}$ [N.m]	11967,65	6212,46	8146,62	4391,58
$\frac{M_y^{ser}}{4}$ [N.m]	10453,96	6086,31	6674,97	4017,83
M _{x_c} ^u [N.m]	2374,24			
M _{y_c} ^u [N.m]	1876,51			
M _{x_c} ^{ser} [N.m]	2000,15			
M _{y_c} ^{ser} [N.m]	1710,51			

c. Descente des charges :

Dalle machine : ($ep= 20\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0,2 \times 2500 = 500 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

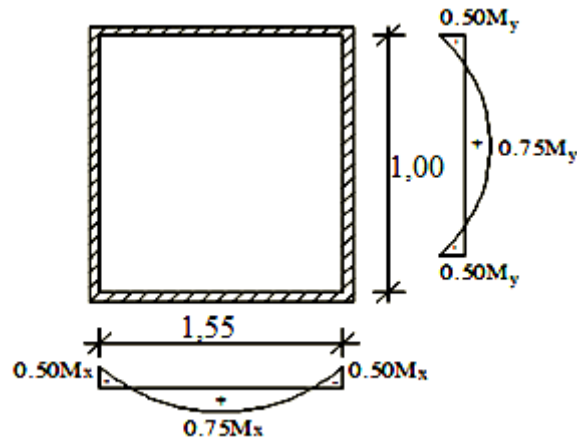


Figure V N°06 : Schéma de panneau de dalle d'ascenseur.

• **Combinaison fondamentale :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 400 + 1,5 \times 100 \Rightarrow q_u = 690 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1,00 = 690 \text{ daN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

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

$$q_{\text{ser}} = 400 + 100 \Rightarrow q_u = 500 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times 1,00 = 500 \text{ daN/m}_L$$

d. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 & \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x; \\ M_y = \mu_y \times M_x & \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y; \end{cases}$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{155}{185} = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0506 \\ \mu_y^u = 0,06864 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0506 \times 690 \times 1,55^2 = 83,88 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,6864 \times 83,88 = 57,58 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{155}{185} = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0576 \\ \mu_y^s = 0,07794 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0576 \times 500 \times 1,55^2 = 69,19 \text{ daN.m.} \\ M_y^s = 0,7794 \times 69,19 = 53,93 \text{ daN.m.} \end{cases}$$

e. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (83,88 + 2374,24) \Rightarrow M_{xt}^u = 2458,12 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (57,58 + 1876,51) \Rightarrow M_{yt}^u = 1934,09 \text{ N}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (69,19 + 2000,15) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 2069,34 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (53,93 + 1710,51) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 1764,44 \text{ N}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y$$

- Moment en appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = 0,50 \times M_x$$

$$M_{ay} = 0,50 \times M_y$$

Tableau V N°03: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

Sens	ELU		ELS	
	M travée [N.m]	M appuis [N.m]	M travée [N.m]	M appuis [N.m]
Sens X-X	184,36	122,91	155,20	103,47
Sens Y-Y	145,06	96,70	132,33	88,22

V.5- Calcul des ferrillages :❖ **Sens x-x :**a) **En travée :**➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 184,36 \text{ daN. m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1843,6}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0063$$

$$\mu = 0,0063 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0078$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1843,6}{348 \times 0,996 \times 14,4} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$4T10 \longrightarrow A=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Remarque : Pour des raisons pratique, on prendre T10 \longrightarrow e=15cm

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

$$M_t^{\text{ser}} = 155,20 \text{ daN. m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{1843,6}{1552} = 1,19$$

$$\alpha = 0,0078 < \frac{1,19-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,395 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

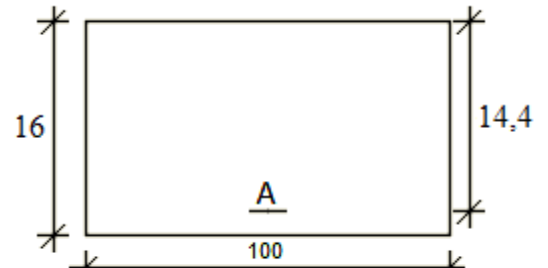


Figure V N°07 : Section de calcul en travée (x-x).

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour (σ_s))

} \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

b) En appuis :➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ax}^u = 122,91 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1229,1}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0042$$

$$\mu = 0,0042 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0053$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1229,1}{348 \times 0,998 \times 14,4} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures:

$$4T10 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Remarque : Pour des raisons pratique, on prendre T10 \longrightarrow e = 15 cm➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{\text{ser}} = 103,47 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \overline{A}

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \overline{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{1229,1}{1034,7} = 1,19$$

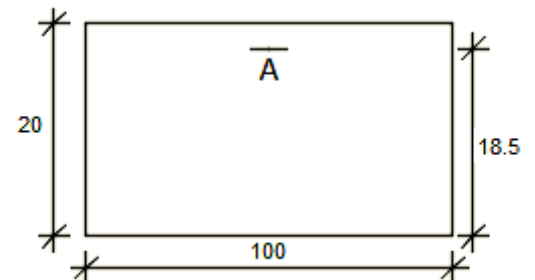


Figure V N°08 : Section de calcul en appuis (x-x).

$$\alpha = 0,0060 < \frac{1,19-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,265 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

❖ Sens Y-Y :

a) En travée :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ty}^u = 145,06 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1450,6}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0049$$

$$\mu = 0,0049 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0061$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1450,6}{348 \times 0,997 \times 14,4} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

$$\text{Acier FeE400} : A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures:

$$4\text{T}10 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Remarque : Pour des raisons pratiques, on prendre T10 \longrightarrow e=15cm

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 132,33 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' = 0$

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

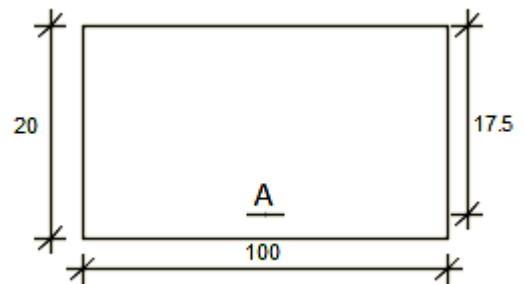


Figure V N°09 : Section de calcul en travée (y-y).

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1450,6}{1323,3} = 1,10$$

$$\alpha = 0,0061 < \frac{1,10-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,25 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

a) En appuis :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ay}^u = 96,70 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{967}{14,2 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,0032$$

$$\mu = 0,0032 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{967}{348 \times 0,998 \times 14,4} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures:

$$4\text{T}10 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Remarque : Pour des raisons pratique, on prendre T10 \longrightarrow e=15cm

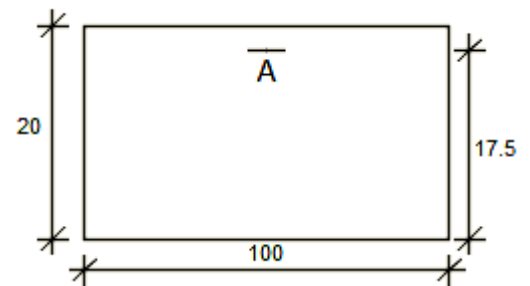


Figure V N°10 : Section de calcul en appuis (y-y).

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_t^{\text{ser}} = 88,22 \text{ N.m} \\ \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{967}{882,2} = 1,10$$

$$\alpha = 0,004 < \frac{1,10-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,25 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

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

(Aucune vérification pour (σ_s))

V.6- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{\text{max}}^u = q_u^a + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_{\text{max}}^u = 12543,5 + 6900 \times \frac{1,55}{2} \Rightarrow T_{\text{max}}^u = 17891 \text{ N}$$

• **Calcul :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = 0,05f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}^u}{b \times d} = \frac{17891}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,12 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,12 < \bar{\tau}_{ad} = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

V.7- Vérification de la flèche :

➤ Condition de la flèche : [CBA93/B.7.5]

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

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

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{155} = 0,10 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{184,36}{20 \times 245,81} = 0,037 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 14,4} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0022 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

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

VI. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.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** ».

VI.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**.

VI.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**.

VI.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-Etapes 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.
15. Visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

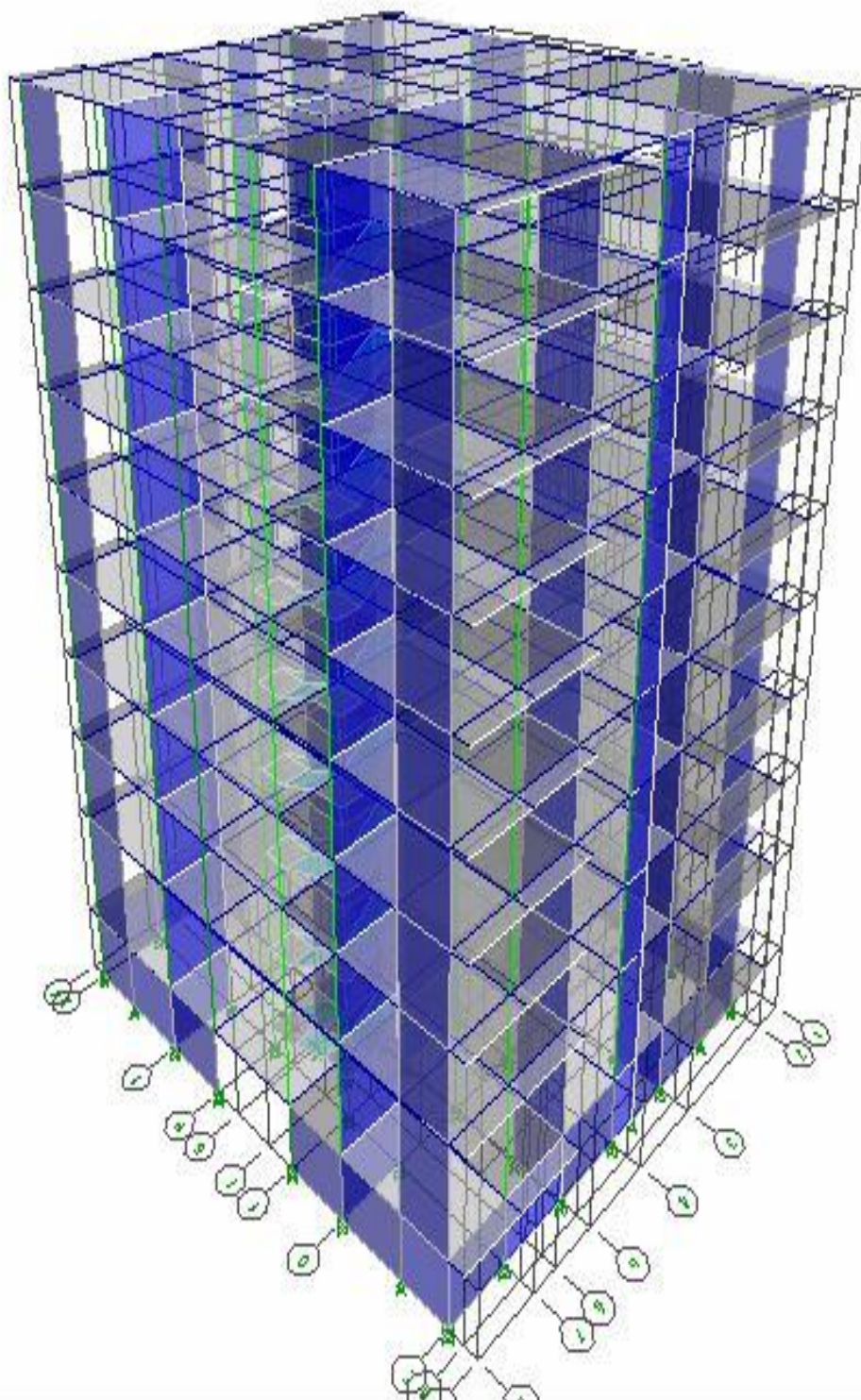


Figure VI N°01 : Interface de l'Etabs.

VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003 :**VI.5.1- Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]**

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

VI.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.

VI.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.

VI.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 : [RPA99/V2003-Article4.1]**VI.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, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation.
[RPA99/V2003-Article3.5]

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.

VI.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.

VI.7- Méthode dynamique modale spectrale :**VI.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.

ξ : 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.

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

- **Périodes caractéristiques T₁, T₂ :**

Pour un site type S₃ : T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.5 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 ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

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

η = 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.

$h_N = 31.06m$

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.

$$D_x = 23,25 \text{ m}$$

$$D_y = 19,40 \text{ m}$$

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

$$T_1 = 0,05 \times (31,06)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T_1 = 0,66 \text{ s}$$

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

➤ **Sens X-X :**

$$h_N = 31,06 \text{ m}$$

$$D_x = 23,25 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 31,06}{\sqrt{23,25}} \Rightarrow T_x = 0,58 \text{ s}$$

Donc:

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

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T_x = 0,58 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ Avec : } \eta = 0,88$$

$$D_x = 1,99$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$h_N = 31,06 \text{ m}$$

$$D_y = 19,40 \text{ m}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 31,66}{19,40} \Rightarrow T_y = 0,63 \text{ s}$$

Donc:

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

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T_x = 0,63 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ Avec : } \eta = 0,88$$

$$D_y = 1,88$$

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}, \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

$$T = \min \{0,66 \text{ s}; 0,58 \text{ s}; 0,63 \text{ s}\}$$

$$T = 0,58 \text{ s}$$

- **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 : **$Q = 1 + \sum P_q$** [Formule 4.4]

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

Tableau : VI.N°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	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Avec :

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

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_x = Q_y = 1,25$$

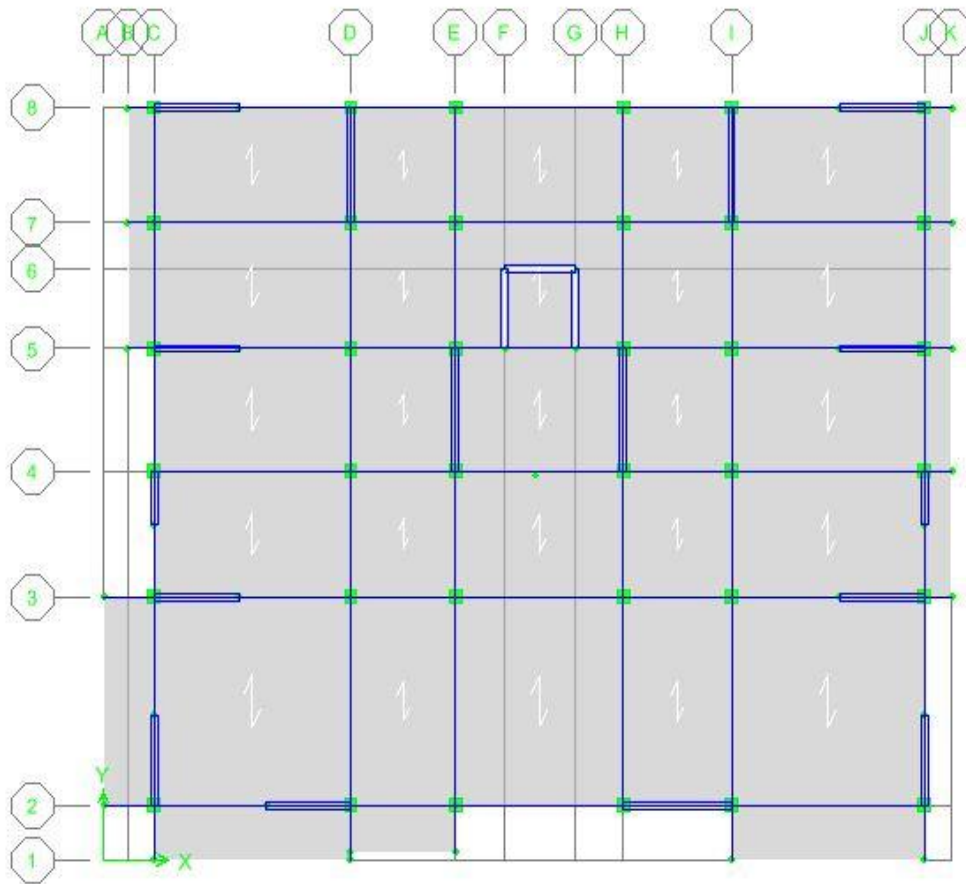


Figure VI N°02 : Disposition des voiles.

VI.8- Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

A. Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Remarque :

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel **Etabs: (tableau VI.1)**

C. Calcul de l'excentricité :• **Excentricité théorique :**

$$e_x = | X_G - X_T |$$

$$e_y = | Y_G - Y_T |$$

• **Excentricité accidentelle :**

Le centre de torsion peut être optimale par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

Lmax=24,35m

$$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0.05 \times 23,25 = 1.16 \text{ m}$$

Donc :

Sens X : $e_x \text{ cal} = \max (e_{acc}, e_x \text{ the})$ et

Sens Y : $e_y \text{ cal} = \max (e_{acc}, e_y \text{ the})$.

Tableau VI.N°2 : Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité.

Niveau	Centre de masse [ETABS]		Centre de Rigidité [ETABS]		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	L'excentricité calcule	
	X _G [m]	Y _G [m]	X _T [m]	Y _T [m]	e _x ^{the} [m]	e _y ^{the} [m]	e ^{acc} [m]	e _x =Max (e _{acc} ; e _x ^{the}) [m]	e _y =Max (e _{acc} ; e _y ^{the}) [m]
8 ^{ème} étage	12,738	10,676	12,752	12,554	0,014	1,87	1,16	1,16	1,87
7 ^{ème} étage	12,732	10,774	12,768	12,534	0,036	1,76	1,16	1,16	1,76
6 ^{ème} étage	12,747	10,816	12,791	12,452	0,044	1,63	1,16	1,16	1,63
5 ^{ème} étage	12,748	10,828	12,807	12,342	0,059	1,51	1,16	1,16	1,51
4 ^{ème} étage	12,750	10,842	12,819	12,198	0,069	1,35	1,16	1,16	1,35
3 ^{ème} étage	12,751	10,855	12,830	12,008	0,079	1,15	1,16	1,16	1,15
2 ^{ème} étage	12,753	10,870	12,840	11,754	0,087	0,88	1,16	1,16	1,16
1 ^{ème} étage	12,753	10,870	12,847	11,439	0,094	0,57	1,16	1,16	1,16
RDC	12,761	10,908	12,854	11,124	0,093	0,22	1,16	1,16	1,16
Sous - sol	12,809	10,974	12,845	11,138	0,036	0,16	1,16	1,16	1,16

VI.9- Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :**VI.9.1-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 : $V_t > 0,8 V$.

VI.9.2- 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 :

$$W_{total} = 54416,8264 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_s^x = \frac{0,15 \times 1,99 \times 1,25}{3,5} \times 54416,8264 \Rightarrow V_s^x = 5823,61 \text{ KN}$$

$$V_s^y = \frac{0,15 \times 1,88 \times 1,25}{3,5} \times 54416,8264 \Rightarrow V_s^y = 5482,59 \text{ KN}$$

• **Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

$$V_d^x = 4697,5 \text{ kN}$$

$$V_d^y = 4445,3 \text{ KN}$$

$$V_s^x = 5823,6 \times 0,8 = 4658,8 \text{ KN} < V_d^x = 4697,5 \text{ KN} \dots \dots \text{ Condition vérifié.}$$

$$V_s^y = 5482,6 \times 0,8 = 4386,1 \text{ KN} < V_d^y = 4445,3 \text{ KN} \dots \dots \text{ Condition vérifié.}$$

VI.9.3-Périodes et facteurs de participation modale :

• **Nombre de modes à considérer** : [RPA99/V2003-Article4.3.4]

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 :

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

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

$$N = 10 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{10} = 9,49 \Rightarrow K = 12 \text{ modes.}$$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 12 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%.

Tableau VI.N°3 : périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Période [sec]	UX [%]	UY [%]	Sum UX [%]	Sum UY [%]
1	0,74	63,28	0,04	30,28	0,0461
2	0,72	0,087	64,30	30,37	64,36
3	0,64	35,28	0,03	65,65	64,40
4	0,20	7,96	0,02	73,62	64,42
5	0,18	4,33	3,32	77,96	67,75
6	0,18	0,99	11,59	78,95	79,35
7	0,09	5,12	0,0	84,08	79,35
8	0,08	0,23	0,08	84,32	79,44
9	0,08 4	0,01	5,70	84,33	85,14
10	0,05	2,91	0,01	87,24	85,16
11	0,05	0,16	0,05	88,53	87,55
12	0,04	0,01	3,23	90,02	91,53

• **Vérifications de la période : [RPA99/V2003-Article 4.2.4]**

Le **RPA99/version 2003** préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dyn} = 0,74s$$

$$T_e = 0,58s$$

On a :

$$\text{Sens X-X : } 1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,58 = 0,75 s > T_{dyn} = 0,74 s \text{ (condition vérifiée).}$$

$$\text{Sens Y-Y : } 1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,58 = 0,75 s > T_{dyn} = 0,74 s \text{ (condition vérifiée).}$$

VI.9.4- 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 :

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

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 :

$$N_d = 1349,9892 \text{ KN} = 1349989,2 \text{ N}$$

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

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

$$V = \frac{1349989,2}{25 \times 250000} = 0,215 \leq 0,3 \text{ (condition vérifiée).}$$

VI.9.5- 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 :

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

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 :

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

❖ **Remarque** : Le déplacement due aux forces sismique est donné par le logiciel Etabs :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{3060}{100} = 30,6 \text{ mm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{4080}{100} = 40,8 \text{ mm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{2500}{100} = 25 \text{ mm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.N°4 : Vérification des déformations

Niveaux	h [mm]	δ_{ekx} [mm]	δ_{eky} [mm]	$\delta_{kx} = R*\delta_{ekx}$ [mm]	$\delta_{ky} = R*\delta_{eky}$ [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 $\Delta_{ky} < 0,01h$
8 ^{ème} étage	3060	30,56	31,01	106,96	108,53	9,77	11,16	30,6	vérifiée	vérifiée
7 ^{ème} étage	3060	27,77	27,82	97,19	97,37	11,58	11,90	30,6	vérifiée	vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	24,46	24,42	85,61	85,47	12,11	12,81	30,6	vérifiée	vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	21,00	20,76	73,50	72,66	12,88	13,37	30,6	vérifiée	vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	17,32	16,94	60,62	59,29	13,37	13,65	30,6	vérifiée	vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	13,50	13,04	47,25	45,64	13,30	13,30	30,6	vérifiée	vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	9,70	9,24	33,95	32,34	12,74	12,49	30,6	vérifiée	vérifiée
1 ^{ème} étage	3060	6,06	5,67	21,21	19,85	11,24	10,71	30,6	vérifiée	vérifiée
RDC	4080	2,85	2,61	9,97	9,14	8,36	8,40	40,8	vérifiée	vérifiée
Sous-sol	2500	0,46	0,21	1,61	0,74	1,61	0,74	25	vérifiée	vérifiée

VI.9.6-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 VI.V°5: Vérification de l'effet($P - \Delta$) sens xx

Niveaux	h [mm]	V_{kx} [KN]	P_K [KN]	Δ_{kx} [mm]	θ_x	Observation $\theta \leq 0.10$
8 ^{ème} étage	3060	1282,2102	4939,4409	9,77	0,012	vérifiée
7 ^{ème} étage	3060	2163,4157	9251,9743	11,58	0,016	vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	2868,3523	13556,3077	12,11	0,018	vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	3450,1411	18059,7131	12,88	0,022	vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	3952,7247	22563,1185	13,37	0,024	vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	4378,5715	27207,4227	13,30	0,027	vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	4726,5695	31708,5683	12,74	0,028	vérifiée
1 ^{ème} étage	3060	4990,7947	36348,8651	11,24	0,026	vérifiée
RDC	4080	5189,7228	41843,3763	8,36	0,016	vérifiée
Sous-sol	2500	5255,8837	54416,8264	1,61	0,006	vérifiée

Tableau VI.N°6: Vérification de l'effet($P - \Delta$) sens yy.

Niveaux	h [mm]	V_{ky} [KN]	P_K [KN]	Δ_{ky} [mm]	Θ_y	Observation $\Theta \leq 0.10$
8 ^{ème} étage	3060	1362,7977	4939,4409	11,16	0,013	vérifiée
7 ^{ème} étage	3060	2307,5625	9251,9743	11,90	0,015	vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	3056,1903	13556,3077	12,81	0,018	vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	3682,3229	18059,7131	13,37	0,021	vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	4212,9782	22563,1185	13,65	0,023	vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	4662,4896	27207,4227	13,30	0,025	vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	5021,7444	31708,5683	12,49	0,026	vérifiée
1 ^{ème} étage	3060	5295,866	36348,8651	10,71	0,0024	vérifiée
RDC	4080	5502,6926	41843,3763	8,40	0,015	vérifiée
Sous-sol	2500	5566,418	54416,8264	0,74	0,002	vérifiée

VI.9.7-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 VI.N°7: Tableaux des charges verticales portées par les voiles.

Niveaux	Charges Portées par Voiles [KN]	Charges Portées par Poteaux [KN]	Total [KN]	Pourcentage [KN]	
8 ^{ème} étage	2447,9149	4640,3278	7088,2427	34,53	vérifiée
7 ^{ème} étage	6105,2445	8048,6466	14153,8911	43,13	vérifiée
6 ^{ème} étage	9920,3851	11659,9601	21580,3452	45,96	vérifiée
5 ^{ème} étage	12467,2338	15326,0113	27793,2451	44,85	vérifiée
4 ^{ème} étage	15873,2962	19298,3057	35171,6019	45,13	vérifiée
3 ^{ème} étage	18396,5182	23411,7563	41808,2745	44,00	vérifiée
2 ^{ème} étage	21570,8717	27775,9084	49346,7801	43,71	vérifiée
1 ^{ème} étage	23311,7099	32302,9099	55614,6198	41,91	vérifiée
RDC	26736,8612	37080,5284	63817,3896	41,89	vérifiée
Sous-sol	35601,8331	39373,2522	74975,0852	47,48	vérifiée

Conclusion :

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

VII. Étude des portiques

VII.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.

VII.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.

- **Voile :**

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.

VII.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.

VII.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 2016**.

VII.3.2-Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : **(30×50) cm²**.
- Poutres secondaires : **(30×40) cm²**.

a) Ferraillages 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 IIa.
- 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 IIa.

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 :

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

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 : VII.N°1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x50)	Poutres secondaires (30x40)
E.L.U (1,35G+1,5Q)	M _t [KN.m]	90,68	35,44
	N [KN]	0	0
	M _a [KN.m]	-157,86	-53,17
	N [KN]	0	0
E.L.S (G+Q)	M _t [KN.m]	65,75	34,68
	N [KN]	0	0
	M _a [kN.m]	-105,36	-51,87
	N [kN]	0	0
A.C.C (G+Q±E) (0,8 G ± E)	M _t [kN.m]	81,88	39,34
	N [kN]	0	0
	Ma [kN.m]	-110,12	-62,04
	N [kN]	0	0
Effort Tranchant	T [kN]	165,87	106,23

➤ Armatures longitudinales :

1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,50 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$

2. Conditions imposées le BAEL91 :

- Poutre principale :

$$h=50\text{cm}; b=30\text{cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire** :

$h=40$ cm; $b=30$ cm; $d= 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36$ cm

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

3. **Exemple de Calcul** : Poutres principales (30x50) cm²

A. **En travée** :

❖ **Situation durable et transitoire** :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.)** :

$$M_t^u = 90.680 \text{ KN.m} = 90680 \text{ N.m}$$

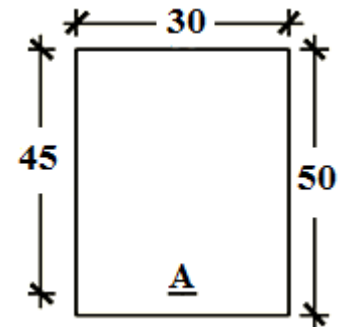


Figure VII N°01 : Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{90680}{14,2 \times 30 \times (45)^2} = 0,105$$

$$\mu = 0,105 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,944$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{90680}{348 \times 0,944 \times 45} = 6,13 \text{ cm}^2$$

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

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

- ❖ **Situation accidentelle** :

$$M_t^{\text{acc}} = 81.88 \text{ KN.m} = 81880 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{81880}{18,48 \times 30 \times (45)^2} = 0,073$$

$$\mu = 0,072 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,094$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,962$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{81880}{400 \times 0,962 \times 45} = 4,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_t = 6,13 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$4T14 \longrightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t^s = 65,75 \text{ KN.m} = 65750 \text{ N.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{90680}{65750} = 1,38$$

$$\alpha = 0,138 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

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

(Aucune vérification pour (σ_s))

B. En appuis :

- ❖ Cas fondamentaux :

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

$$M_a^u = 157,86 \text{ KN.m} = 157860 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{157860}{14,2 \times 30 \times (45)^2} = 0,182$$

$$\mu = 0,182 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

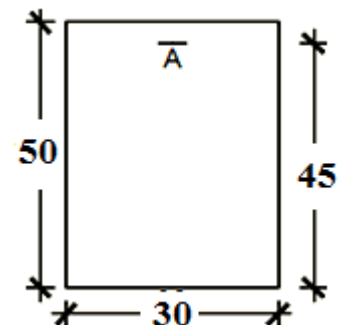


Figure VII N°02 : Section de calcul en Appuis.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,253$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,898$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{157860}{348 \times 0,898 \times 45} = 11,22 \text{ cm}^2$$

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

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

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{\text{acc}} = 110,12 \text{ KN.m} = 110120 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{110120}{18,48 \times 30 \times (45)^2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,129$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,948$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{110120}{400 \times 0,948 \times 45} = 6,45 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_a = 11,22 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$6T16 \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^{\text{ser}} = 105,36 \text{ KN.m} = 105360 \text{ N.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{157860}{105360} = 1,49$$

$$\alpha = 0,253 < \frac{1,49-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,49 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

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

c) Calcul des armatures transversales :

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.

$$T_u^{\max} = 165,870 \text{ KN} = 165870 \text{ N}$$

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

?

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

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

$$T_u^{\max} = 165870 \text{ N} \leq 0,267 \times 40,5 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 811012,5 \text{ N}$$

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 :

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

$$A_{inf} = 12,06 \geq \frac{1,15}{400} \left[165870 + \frac{157860}{0,9 \times 45} \right] \times 10^{-2} = 4,88 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

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]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{165870}{30 \times 45 \times 10^2} = 1,22 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ 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 :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,47\right) = 1,42\text{cm} = 14,2\text{mm}$$

On prend :

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

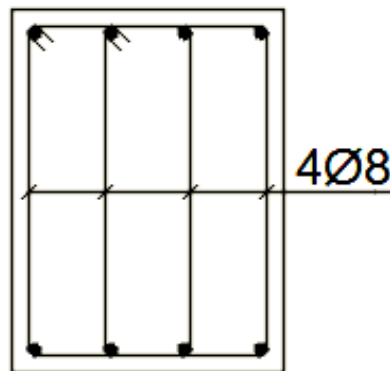


Figure VII N°03: Armatures transversales.

- 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 :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,22 - 0,3 \times 2,1)} = 21,34 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(40,5; 40) = 40 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 21,34 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA99 (version 2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \emptyset\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,47\right) = 12,50 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{array} \right.$$

e. Vérification des armatures transversales:

➤ Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

f. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\emptyset_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales

(Zones critiques).

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 : VII.N°2: Tableau récapitulatif de ferrillages 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 (30x50)	Travées	1,63	7.5	6,13	3T12 + 2T14	6,47	56
	Appuis	1,63	7,5	11,22	6T16	12,06	64
poutres secondaires (30x40)	Travées	1,30	6	2,92	3T12	3,39	48
	Appuis	1,30	6	4,51	3T14	4,62	56

- ❖ Ferrailage des poutres :
- En travée
- En travée et en Appui :

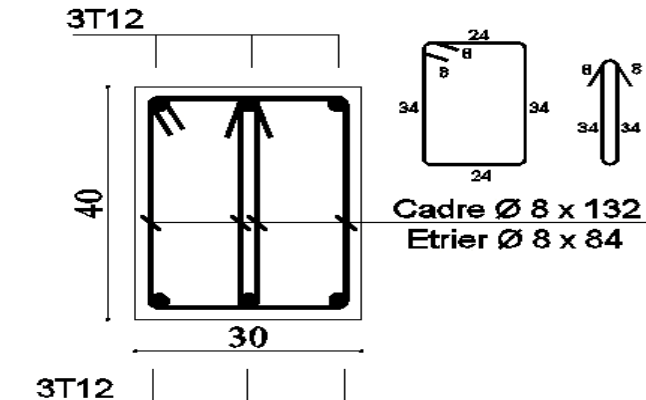
COUPE 1-1 ECH1/10.:

Figure VII N°04 : Ferrailage des poutres secondaire.

- En travée
- En appui

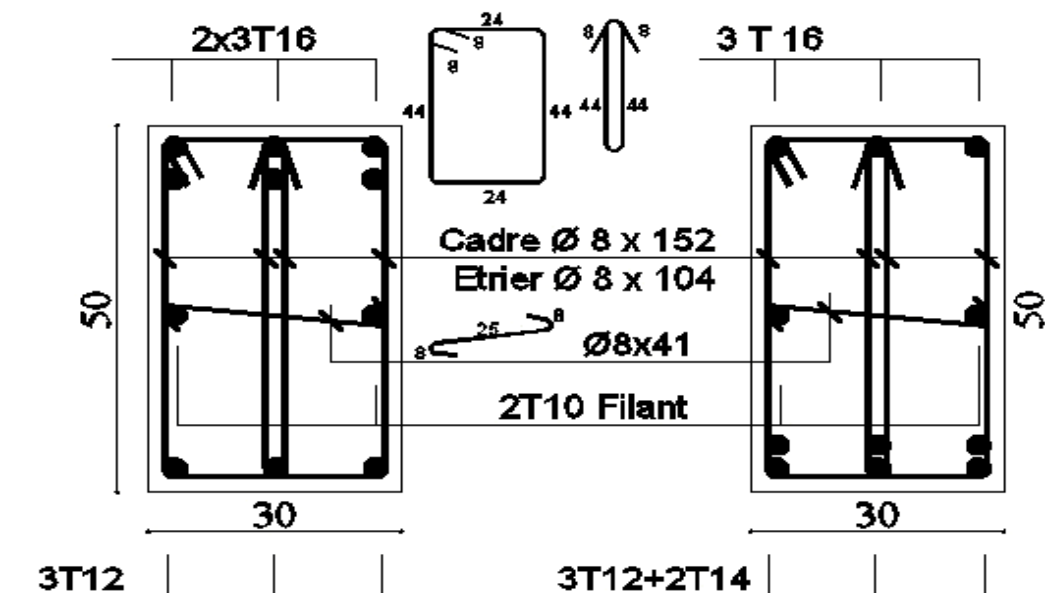
COUPE 3-3 ECH1/10.:**COUPE 4-4 ECH1/10.:**

Figure VII N°05: Ferrailage des poutres principales.

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),

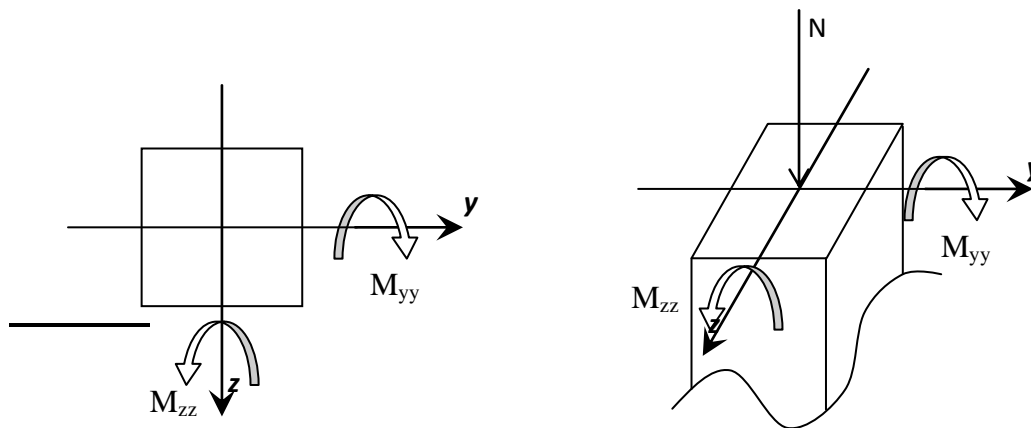


Figure VII N°06 : Sollicitation sur les poteaux.

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'intérieur 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 => 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. 3.3.1-Combinaison de charges :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

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

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

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

VI.3.3.2-Principe de calcul :

1) N^{\max} , $M_{zz\text{corr}}$

2) N^{\max} , $M_{yy\text{corr}}$

3) M_{zz}^{\max} , N_{corr}

4) M_{yy}^{\max} , N_{corr}

5) N^{\min} , $M_{zz\text{corr}}$

6) N^{\min} , $M_{yy\text{corr}}$

VI.3.3.3-Ferraillage des poteaux :

a) Ferraillage 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 :

- ✓ $L' = 2h$
- ✓ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$

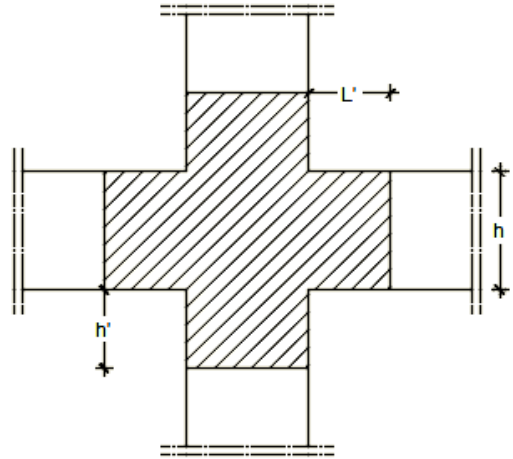
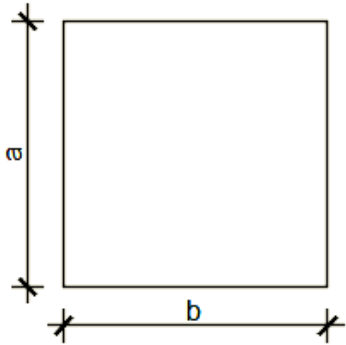


Figure VII N°07: Section de calcul du poteau

Figure VII N°08: 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 :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / m_L \\ \checkmark 0,1 \% B \leq A_L \leq 4\% B \end{array} \right\} \text{ Pour section entièrement comprimée.}$$

Avec B : la section totale du poteau.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

➤ 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.

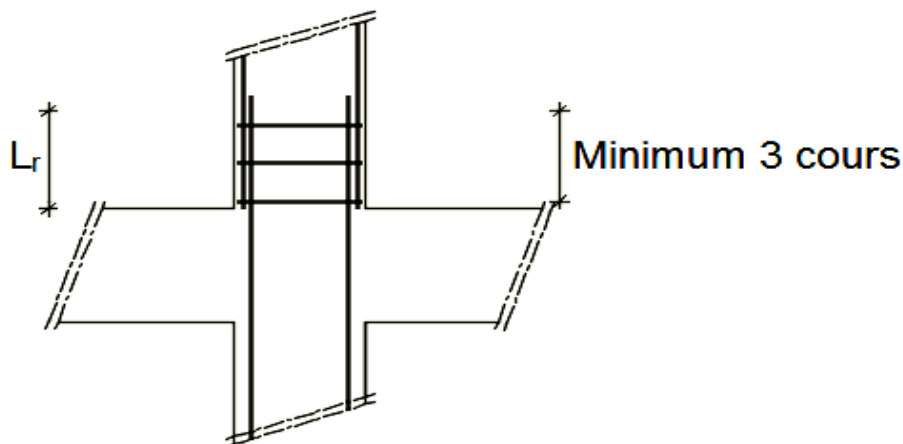


Figure VII N°09: Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

Lr = Longueur de recouvrement

❖ **Les types de poteaux :**

Dans notre structure, on a 6 types de poteaux :

Tableau VII.N°3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	sous-sol et RDC	(50 × 50)
2	1 ^{er} - 2 ^{ème} étage	(45 × 45)
3	3 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	(40 × 40)
4	6 ^{ème} - 8 ^{ème} étage	(30 × 30)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**) (**0,8G±E**) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Tableau VII.N°4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

Combinaisons	Section [cm ²]		Poteau (50×50)	Poteau (45×45)	Poteau (40×40)	Poteau (30×30)	
	Sollicitations		[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	
E.L.U 1,35 G + 1,5 Q	Cas1	N ^{max} [KN]	-1349,98	-1156,48	-710,67	-275,87	
		M _{ZZ} ^{cor} [KN.m]	5,38	12,50	19,02	15,06	
	Cas2	N ^{max} [KN]	-1349,98	-1156,48	-710,67	-275,87	
		M _{YY} ^{cor} [KN.m]	5,45	0,85	0,28	0,06	
	Cas3	M _{ZZ} ^{max} [KN.m]	81,24	90,31	69,55	47,77	
		N ^{cor} [KN]	-723,87	-488,04	-421,92	-180,46	
	Cas4	M _{YY} ^{cor} [KN.m]	54,44	66,09	38,77	19,23	
		N ^{cor} [KN]	-814,99	-556,52	-328,13	-188,14	
	ACC G+Q+E 0,8G±E	Cas1	N ^{max} [KN]	-1254,85	-1244,69	-888,44	-378,88
			M _{ZZ} ^{cor} [KN.m]	41,00	22,42	1,94	38,68
Cas2		N ^{max} [KN]	-1254,85	-1244,69	-888,44	-378,88	
		M _{YY} ^{cor} [KN.m]	27,38	10,31	9,92	1,85	
Cas3		M _{ZZ} ^{max} [KN.m]	-133,07	120,51	131,10	78,93	
		N ^{cor} [KN]	-645,98	-448,27	-637,78	-233,14	
Cas4		M _{YY} ^{cor} [KN.m]	99,86	80,75	75,36	50,48	
		N ^{cor} [KN]	-445,95	-335,86	-274,60	-100,85	
E.L.S (G+Q)	Ms [KN.m]	4,04	9,19	13,89	38,83		
	Ns [KN]	-1181,93	-841,49	-517,66	-378,65		
Effort tranchant			72,52	79,18	72,84	33,67	

3) **Exemple de calcul:**➤ **Ferrailage du poteau de section (60×60) 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 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = -1349.98\text{KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{cor}} = 5,38\text{KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{538}{1349.98} = 0,39 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$ (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,71 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,39}{50} =] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,71 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$e_0 = \frac{M}{N}$: Excentricité géométrique

e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du second ordre

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

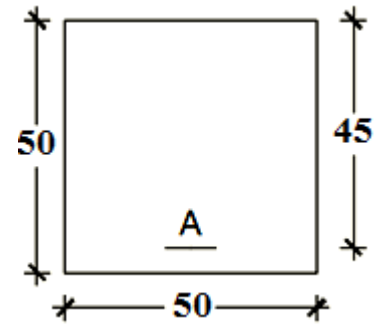


Figure VII N°10: section de calcul.

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{4,17}{4,17 + 0,56} = 0,88$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 50} \times [2 + 0,88 \times 2]$$

$$e_2 = 1,83 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1349,98 \times (0,0039 + 0,02 + 0,0183)$$

$$M'_1 = 56,96 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1349,98 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{56,96}{1349,98} = 4,21 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

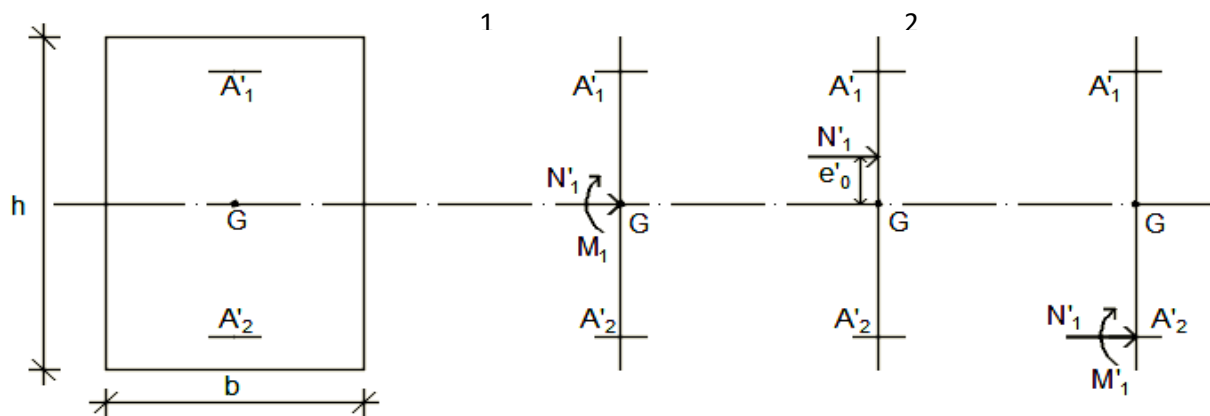


Figure VII N°11: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 56,96 + 1349,98 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2}\right)$$

$$M_1 = 326,956 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 425645 \text{ N.m}$$

$$(1) = 425,645 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1349,98 \times (0,45 - 0,06) - 326,956$$

$$(2) = 199,536 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 425,645 KN.m > (2) = 199,536 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{326956}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,227$$

$$\mu = 0,227 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,326$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,869$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{326956}{348 \times 0,869 \times 45} = 24,02 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 24,02 - \frac{1349980}{100 \times 348} = -14,77 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 2** :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1349,98 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{cor}} = 5,45 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{545}{1349,98} = 0,40 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,71 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,40}{50}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,71 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armatures en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{13,55}{13,56 + 3,45} = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 50} \times [2 + 0,79 \times 2]$$

$$e_2 = 1,75 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1349,98 \times (0,0040 + 0,02 + 0,0175)$$

$$M'_1 = 56,024 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1349,98 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{5602,4}{1349,98} = 4,14 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

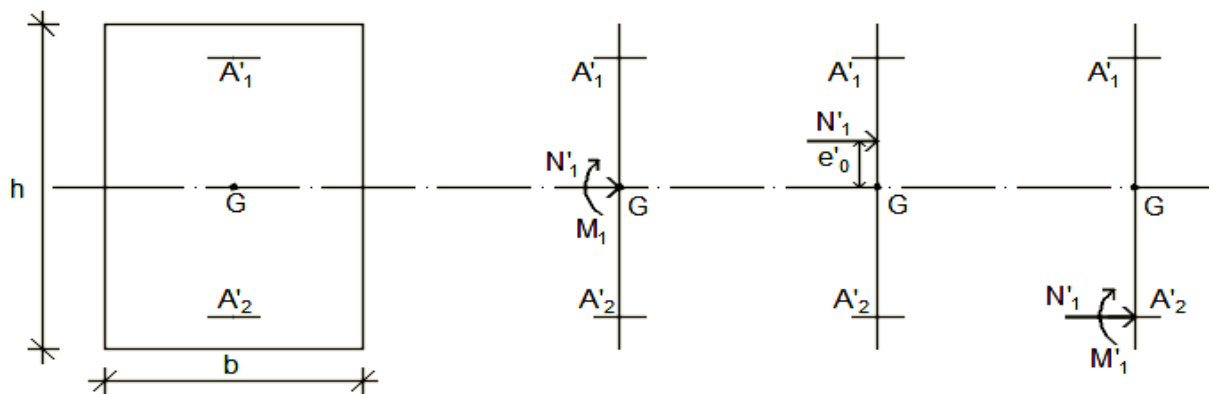


Figure VII N°12: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 56,024 + 1349,98 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2}\right)$$

$$M_1 = 326,02 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 425645 \text{ N.m}$$

$$(1) = 425,645 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1349,98 \times (0,45 - 0,06) - 326,02$$

$$(2) = 200,47 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 425,645 KN.m > (2) = 200,47 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{326020}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,226$$

$$\mu = 0,226 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,324$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,870$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{326020}{348 \times 0,870 \times 45} = 23,92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 23,92 - \frac{1349980}{100 \times 348} = -14,87 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = -723,87 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{max}} = 81,24 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8124}{723,87} = 11,22 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,71 \text{ cm ; Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{11,22}{50}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,71 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armatures en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\checkmark \begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{49,17}{49,17 + 11,95} = 0,80$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 50} \times [2 + 0,80 \times 2]$$

$$e_2 = 1,76 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 723,87 \times (0,1122 + 0,02 + 0,0176)$$

$$M'_1 = 108,44 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 723,87 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{10844}{723,87} = 14,98 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

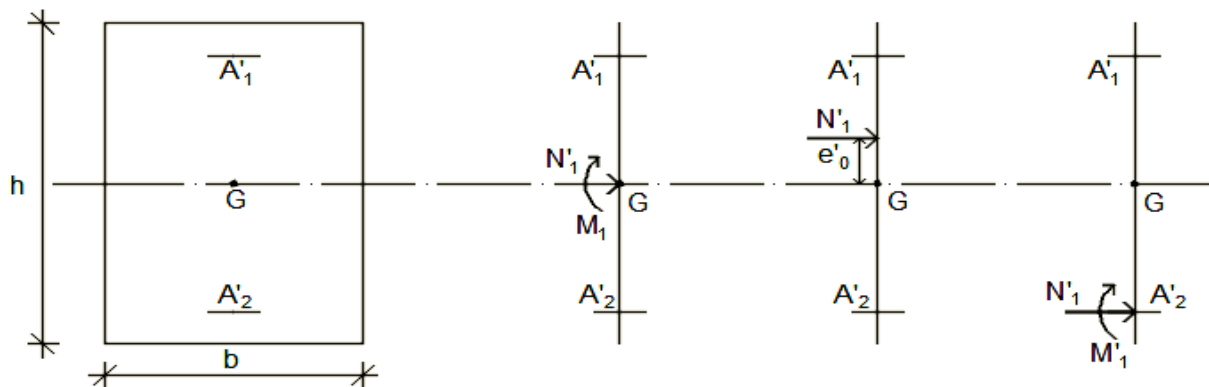


Figure VII N°13: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 108,44 + 729,87 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} \right)$$

$$M_1 = 254,41 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 425645 \text{ N.m}$$

$$(1) = 425,645 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 729,87 \times (0,45 - 0,06) - 254,41$$

$$(2) = 30,239 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 425,645 KN.m > (2) = 30,239 KN.m → La section est partialement 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{254410}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,176$$

$$\mu = 0,176 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,243$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,902$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{254410}{348 \times 0,902 \times 45} = 18,01 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 18,01 - \frac{723870}{100 \times 348} = -2,79 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 4 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 814.99 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 54.44 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5444}{814,99} = 6,67 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

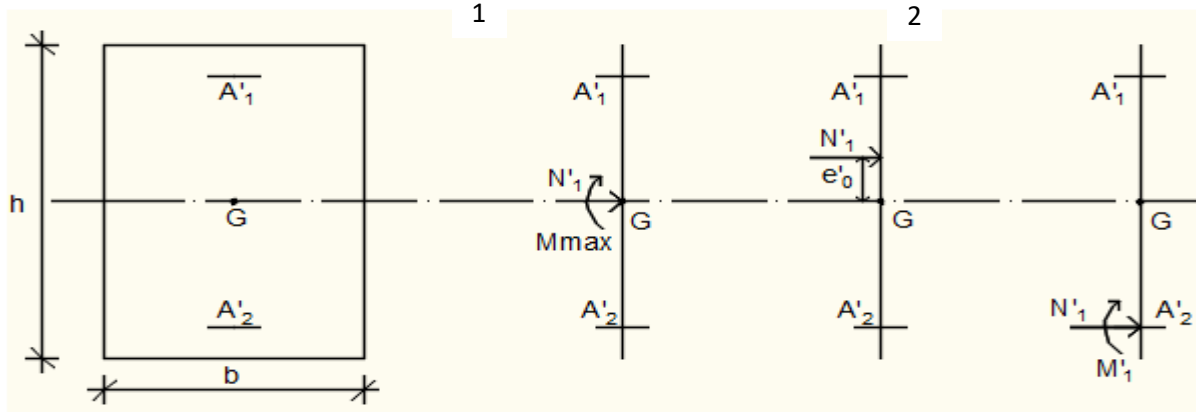


Figure VII N°14: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 814.99 \times \left(0,0667 + 0,45 - \frac{0,50}{2} \right)$$

$$M_1 = 217,357 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 425645 \text{ N.m}$$

$$(1) = 425.645 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 814.99 \times (0,45 - 0,06) - 217,357$$

$$(2) = 100,489 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 425.645 \text{ KN.m} > (2) = 100,489 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partialement 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{217357}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,151$$

$$\mu = 0,151 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,205$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{217357}{348 \times 0,918 \times 45} = 15,11 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 15,11 - \frac{814990}{100 \times 348} = -8,30 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Situation accidentelle : (G+Q±E ; 0.8G±E)

b = 50cm h= 50cm d= 45cm

♦ Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{max} 1254,85 KN**
- **M_{zz}^{cor}=41,00 KN.m**
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4100}{1254,85} = 3,26 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,71 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{3,26}{50}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,71 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armatures en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\checkmark \begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{4,17}{4,17 + 0,56} = 0,88$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 50} \times [2 + 0,88 \times 2]$$

$$e_2 = 1,84 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1254,85 \times (0,0326 + 0,02 + 0,0184)$$

$$M'_1 = 89,09 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1254,85 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8909}{1254,85} = 7,09 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

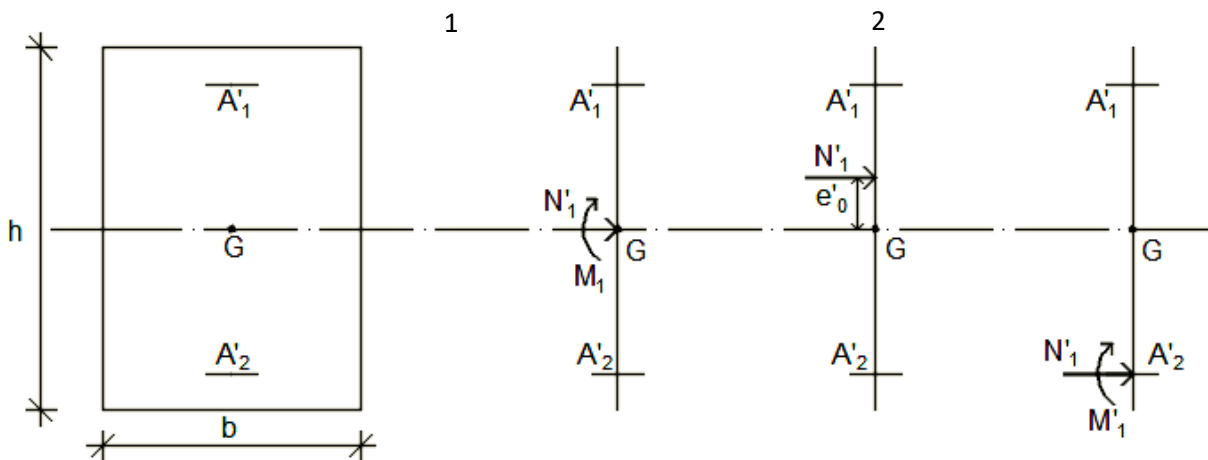


Figure VII N°15: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 89,09 + 1254,85 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2}\right)$$

$$M_1 = 340,06 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 553938 \text{ N.m}$$

$$(1) = 553,938 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1254,85 \times (0,45 - 0,06) - 340,06$$

$$(2) = 149,331 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 553,938 KN.m > (2) = 149,331 KN.m → La section est partialement 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{340060}{18,48 \times 50 \times (45)^2} = 0,182$$

$$\mu = 0,182 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,253$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,898$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{340060}{400 \times 0,898 \times 45} = 21,03 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 21,03 - \frac{1254850}{100 \times 400} = -10,34 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1254,85 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 27,38 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2738}{1254,85} = 2,18 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré:

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,71 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{2,18}{50}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,71 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\checkmark \begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle :** [BAEL91]

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 :** [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{13,55}{13,56 + 3,45} = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 50} \times [2 + 0,79 \times 2]$$

$$e_2 = 1,75 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1254,85 \times (0,0218 + 0,02 + 0,0175)$$

$$M'_1 = 74,41 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1254,85 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{7441}{1254,85} = 5,92 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

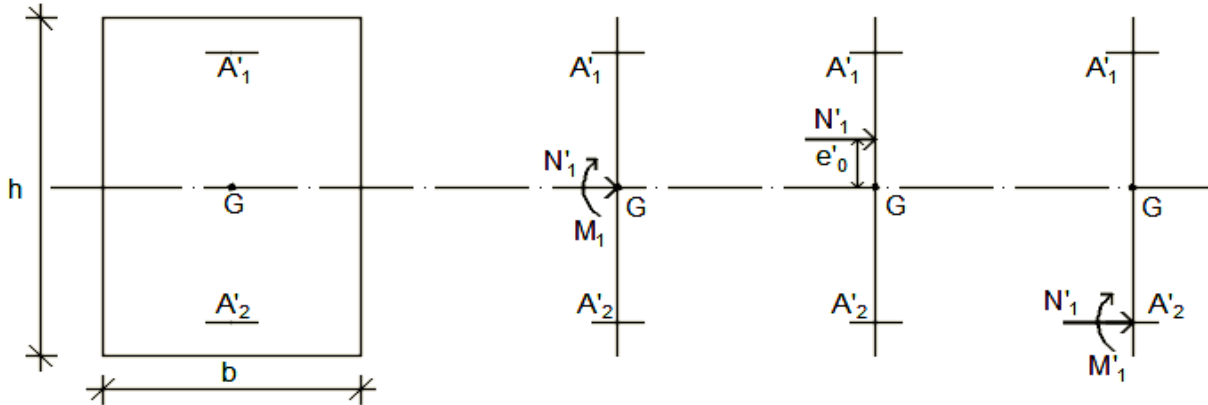


Figure VII N°16: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 74,41 + 1254,85 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2}\right)$$

$$M_1 = 325,38 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 50 \times 50$$

$$(1) = 553,938 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1254,85 \times (0,45 - 0,06) - 325,38$$

$$(2) = 164,011 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

$(1) = 553,938 \text{ KN.m} > (2) = 164,011 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{325380}{18,48 \times 50 \times (45)^2} = 0,173$$

$$\mu = 0,173 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,239$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,0904$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{325380}{400 \times 0,904 \times 45} = 19,99 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 19,99 - \frac{1254850}{100 \times 400} = -11,38 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 3** :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 645,98 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{max}} = 133,07 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13307}{645,98} = 20,59 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

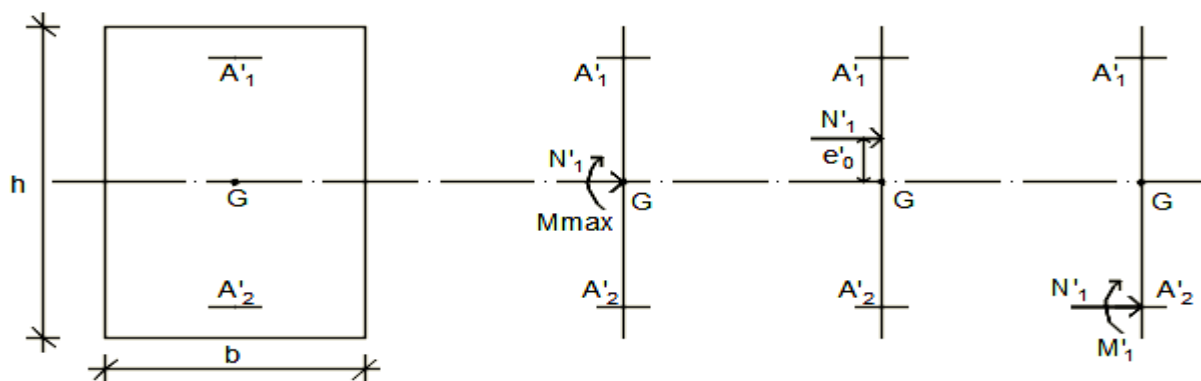


Figure VII N°17: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 645,98 \times (0,205 + 0,45 - \frac{0,50}{2})$$

$$M_1 = 261,621 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 553938 \text{ N.m}$$

$$(1) = 553,938 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 645,98 \times (0,45 - 0,06) - 261,621$$

$$(2) = -9,688 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 553,938 KN.m > (2) = -9,688 KN.m → La section est partialement 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{261621}{18,48 \times 50 \times (45)^2} = 0,239$$

$$\mu = 0,139 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,187$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,925$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{261621}{400 \times 0,925 \times 45} = 15,71 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 15,71 - \frac{645980}{100 \times 400} = -0,44 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 4:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 445,95 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 99,86 \text{ KN.m}$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9986}{445,95} = 22,39 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

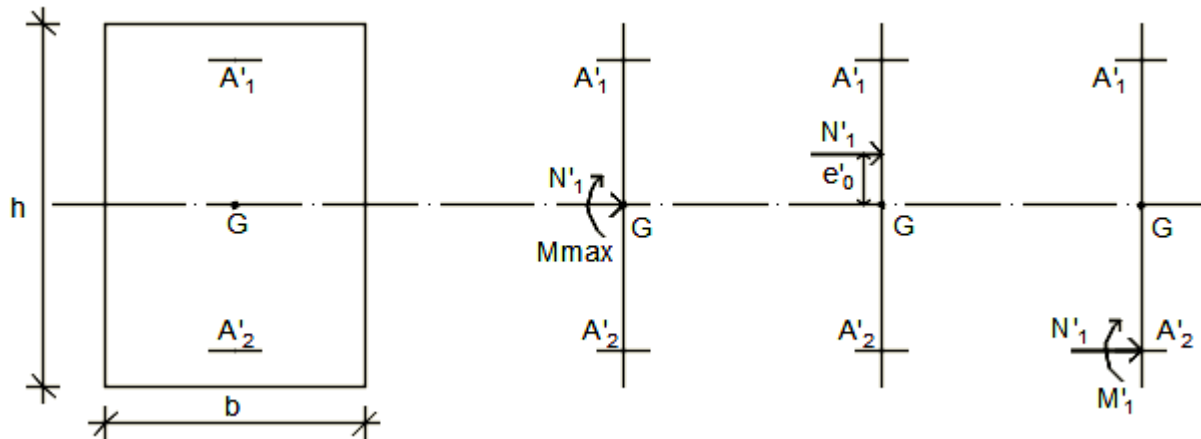


Figure VII N°18: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 445,95 \times (0,2239 + 0,45 - \frac{0,50}{2})$$

$$M_1 = 189,03 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 50 \times 50$$

$$(1) = 553,938 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 445,95 \times (0,45 - 0,06) - 189,03$$

$$(2) = -15,109 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 553,938 \text{ KN.m} > (2) = -15,109 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partialement 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{189030}{18,48 \times 50 \times (45)^2} = 0,101$$

$$\mu = 0,101 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_i$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,133$$

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

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{189030}{400 \times 0,946 \times 45} = 11,10 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 11,10 - \frac{445950}{100 \times 400} = -0,04 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

• Conclusion :

$$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{ELU}} ; A_{\text{ACC}}) = 0 \text{ cm}^2$$

• Armatures minimales :

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times (b \times h) = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

➤ Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{\text{min}} = \max\left(\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2 \times 50 \times 50}{100}; \frac{8 \times (50 + 50)}{100}\right)$$

$$A_{\text{min}} = \max(5; 8)$$

$$A_{\text{min}} = 8 \text{ cm}^2$$

• Conclusion :

$$A = \max(A_{\text{CAL}} ; A_{\text{minRPA}} ; A_{\text{minBAEL}}) = 20 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$8T14+4T16 \longrightarrow A=20,36 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{1696}{1846,97} = 0,91 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée et il}$$

nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 50 ; c = 6 ; d = 45 \text{ cm et } A'_1 = A'_2 = 21,11 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 50 \times 50 + 15(20,36 \times 2) = 3110,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{3110,8} \times \left[\frac{50 \times 50^2}{2} + 15 \times (20,36 \times 6 + 20,36 \times 45) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = \frac{50}{3} \times (25^3 + 25^3) + 15 \times [20,36 \times (25 - 6)^2 + 20,36 \times (45 - 25)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = 7753242,73 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 16,96 - 1846,97 \times \left(\frac{50}{2} - 25 \right) = 16,96 \text{ KN.m}$$

• **Verification exact :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \stackrel{?}{\leq} \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{1696}{1846,97} = 0,91 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{7753242,73}{3110,8 \times 25} = 9,96$$

$$e_G = 0,91 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 9,96 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entierement comprimee (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1846970}{100 \times 3110,8} = 5,93 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{16960}{7753242,73} = 0,002$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 5,93 + 0,002 \times 25 = 5,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 5,98 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

a. Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats **Etabs** : $T_u^{\max} = 79,18\text{N}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{79180}{50 \times 50 \times 100} = 0,31\text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0,31\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ 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 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 4,71\text{cm} < 5 \rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0,005 \times 50 \times 15 = 3,75\text{cm}^2$$

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 ;

$$L' = 2 \cdot h \rightarrow L' = 2 \times 40 \rightarrow L' = 80\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{363}{6}; 50; 50; 60\right) = 60,5\text{cm}$$

f. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

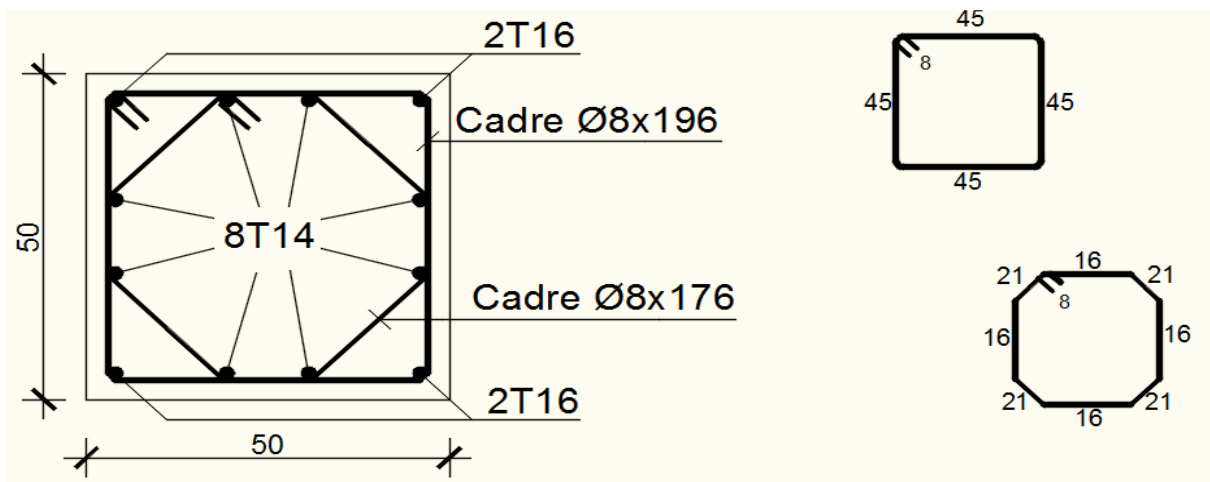
$$L_r = 80 \text{ cm}$$

Remarque :

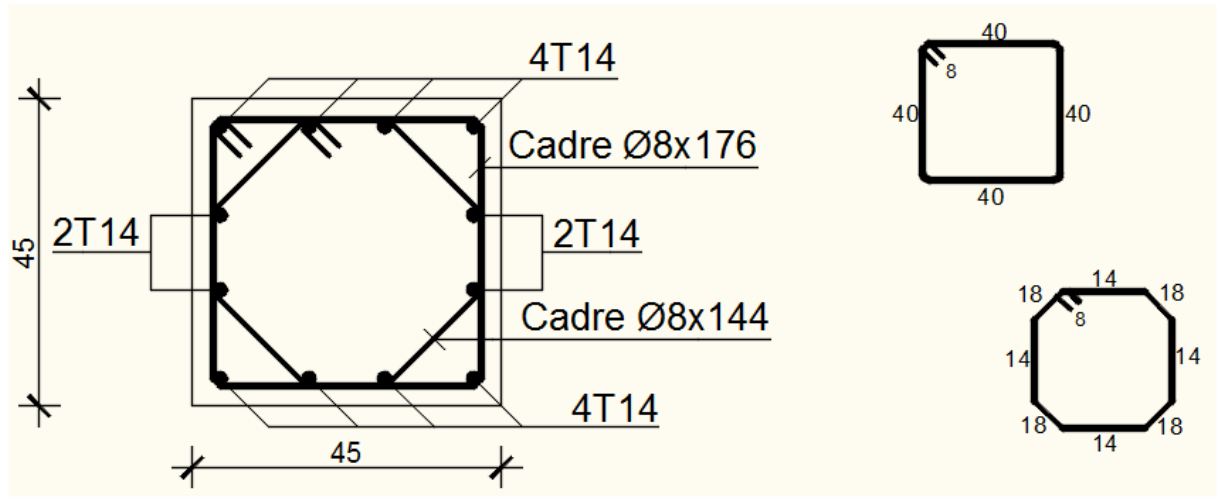
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.N°5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

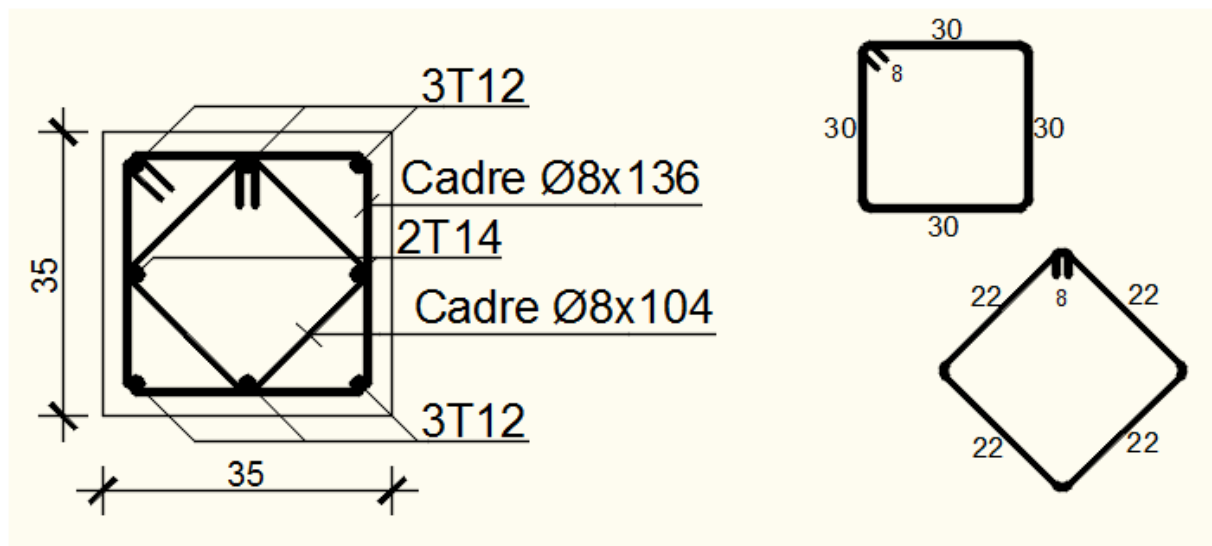
Type	Section [cm ²]	A _{CAL} [cm ²]	A _{minRPA} [cm ²]	A _{minBAEL} [cm ²]	Choix	A _{Adopté} [cm ²]	Recouvrement [cm]
1	(50×50)	0	20	8	8T14+4T16	20,36	64
2	(45 ×45)	6,45	16,2	7,2	12T14	18,48	56
3	(35 ×35)	7,27	9,8	5,6	6T12+2T14	9,87	56
4	(30 ×30)	5,99	7,2	4,8	8T12	9.05	48

Poteaux 50 x 50 :

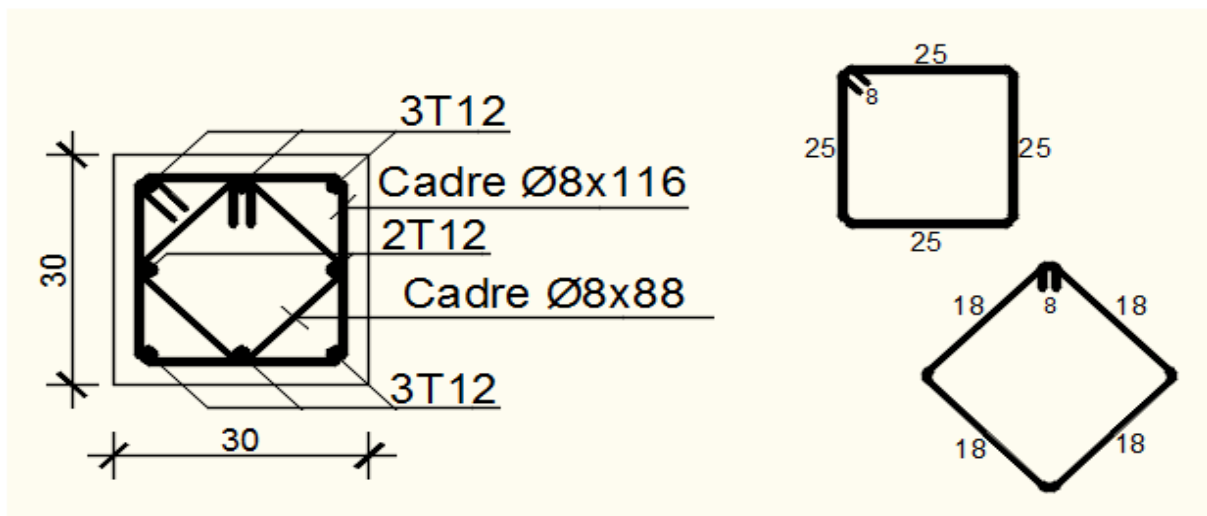
- Poteaux 45 x 45 :



- Poteaux 40 x 40 :



- Poteaux 30 x 30 :



VIII- Etude des voiles

VIII.1- Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieur à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure , on distingue trois types de voiles :

- 1- Voiles périphériques ;
- 2- Voiles de contreventement sans ouvertures et
- 3- Voiles de contreventement avec ouvertures.

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ETABS**.

VIII.2- Ferrailage 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 :

- Satisfaction 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 disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :
 - ✓ Des aciers verticaux ;
 - ✓ Des aciers horizontaux.[RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
 - $G + Q$
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$
- } [RPA99/2003/V.5.2]

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VIII.2.1-Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1]:

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire (figure VIII.1), et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].

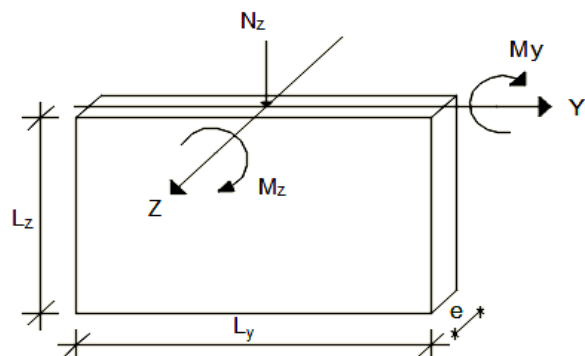


Figure VIII N°01: Les sollicitations de calcul d'un voile.

Sens z-z :

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales à

L'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

Sens y-y :

$N_z ; M_z \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèles

au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

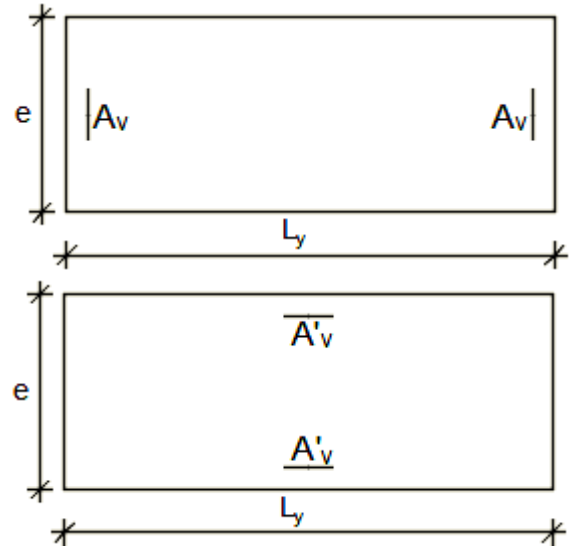


Figure VIII N°02: les sections de calcul

➤ **Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :**

• **Armatures minimales :**

✓ A chacune des extrémités du voile $-A_v \geq 4HA10$.

✓ 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 : $\phi \leq \frac{L}{10} . e$

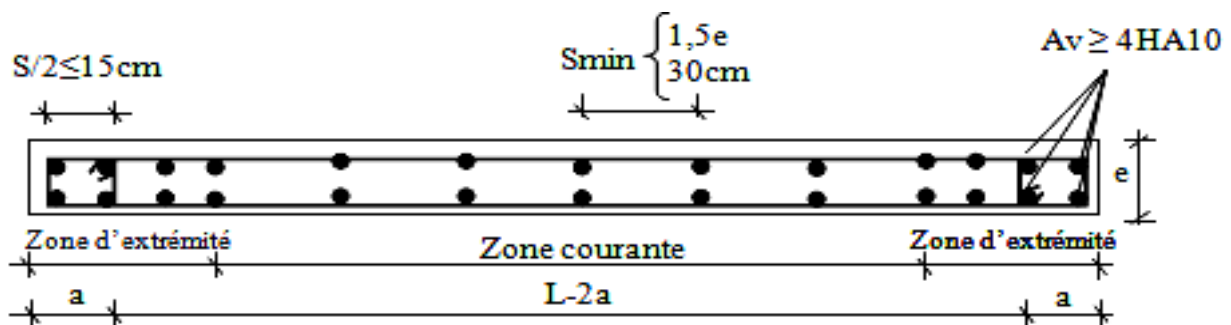


Figure VIII N°03: disposition des armatures verticales dans les

VIII.2.2-Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de bétonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

➤ **Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]**

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur $De10\Phi$. 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'extérieure.
- ✓ 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 VIII.N°1: Les sollicitations de calcul du voile

N [KN]	Mx[KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
-2301,76	4732,89	10,72	1183,89

❖ **Situation accidentelle :**♦ **Cas 1 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

$$\begin{cases} N = -2301,76 \text{ KN.} \\ M_x = 4732,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

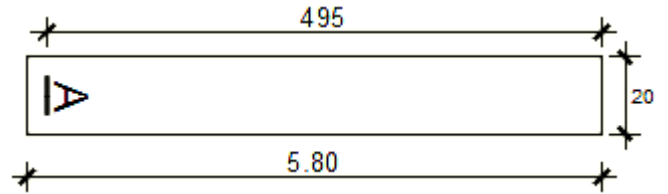


Figure VIII N°04: Section du calcul de voile suivant l'axe xx.

✓ **Position du point d'application****l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{4732,89}{2301,76} = 205,62 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 290 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

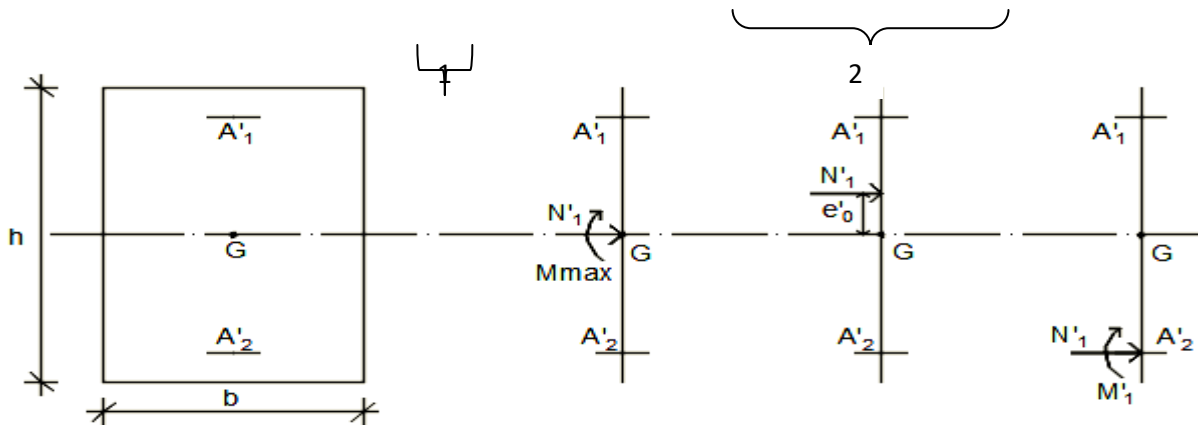


Figure VIII N°05: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 4732,89 + 2301,76 \times \left(5,22 - \frac{5,80}{2} \right)$$

$$M_1 = 10072,97 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 580 - 0,81 \times 0,58) \times 18,48 \times 20 \times 580$$

$$(1) = 41799,659 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2301,76 \times (5,22 - 0,58) - 10072,92$$

$$(2) = 607,246 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 41799,659 KN.m > (2) = 607,246 KN.m \rightarrow La section est partialement 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10072970}{18,48 \times 20 \times (522)^2} = 0,100$$

$$\mu = 0,100 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,131$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10072970}{400 \times 0,947 \times 522} = 50,94 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 50,94 - \frac{2301760}{100 \times 400} = -7,54 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(580 - 2 \times 60) \times 20] \times 0,10\% = 9,2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = [0,15\% \times L \times e] - 2 A_v \Rightarrow A_2 = 17,4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_1; A_2) \Rightarrow A = 17,4 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$16T12 \longrightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8884}{1465,47} = 6,06 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 64,45 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

- Vérification 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

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 580 ; c = 58 ; d = 522 \text{ cm et } A'_1 = A'_2 = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 20 \times 580 + 15(18,10 \times 2) = 12143 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{12143} \times \left[\frac{20 \times 580^2}{2} + 15 \times (18,10 \times 58 + 18,10 \times 522) \right] = 290 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 580 - 290 = 290 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = \frac{20}{3} \times (290^3 + 290^3) + 15 \times [18,10 \times (290 - 58)^2 + 18,10 \times (522 - 290)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = 354413098,7 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{\text{ser}} - N_{\text{ser}} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 88,84 - 1465,47 \times \left(\frac{580}{2} - 290 \right) = 88,84 \text{ KN.m}$$

• **Verification exact :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \stackrel{?}{\leq} \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{8884}{1465,47} = 6,06 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{354413098,7}{12143 \times 290} = 100,64$$

$$e_G = 6,06 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 100,64 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entierement comprimee (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{\text{ser}}}{100 \times B_0} = \frac{1465470}{100 \times 12143} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{88840}{354413098,7} = 0,00025$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 1,21 + 0,00025 \times 290 = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 1,28 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

♦ **Cas 2 :**

$$\begin{cases} N = -2301,76 \text{ KN.} \\ M_y = 10,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{1072}{2301,76} = 0,46 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

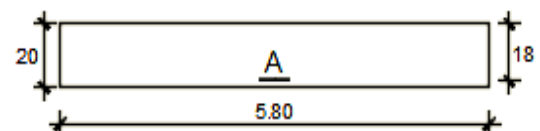


Figure VIII N°06: Section du calcul de voile suivant l'axe y-y.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max}[15; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{20} = 14,28 \text{ cm ; Max}[15; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{Max}[15; 20 \cdot \frac{0,33}{20}] = 15 \text{ cm}$$

$\frac{L_f}{h} = 14,28 \leq \text{Max}[15; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{1319,39}{1319,39 + 137,07} = 0,91$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 20} \times [2 + 0,91 \times 2]$$

$$e_2 = 4,67 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2301,76 \times (0,0046 + 0,02 + 0,0467)$$

$$M'_1 = 164,12 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2301,76 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{16412}{2301,76} = 7,13 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

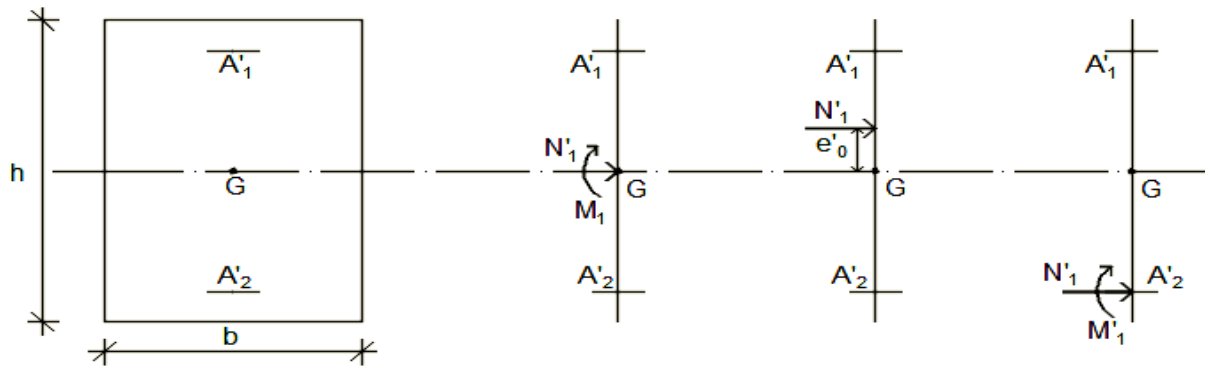


Figure VIII N°07: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 164,12 + 2301,76 \times \left(0,18 - \frac{0,20}{2} \right)$$

$$M_1 = 348,261 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 18,48 \times 20 \times 580$$

$$(1) = 1097,564 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2301,76 \times (0,18 - 0,02) - 348,261$$

$$(2) = 20,02 \text{ KN.m}$$

$$(1) = 1097,564 \text{ KN.m} > (2) = 20,02 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La section est partialement comprimée (S.P.C).}$$

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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{348261}{18,48 \times 580 \times (18)^2} = 0,100$$

$$\mu = 0,143 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,126$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{348261}{400 \times 0,949 \times 18} = 50,96 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 50,96 - \frac{2301760}{100 \times 400} = -6,58 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(580 - 2 \times 60) \times 20] \times 0,10\% = 9,2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,15\% \times L \times e \Rightarrow A_2 = 17,4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_1; A_2) \Rightarrow A = 17,4 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$16T12 \longrightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2$$

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

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{439}{1465,47} = 0,29 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 3,34 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$b = 580 \text{ cm} ; h = 20 ; c = 2 ; d = 18 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 580 \times 20 + 15(18,10 \times 2) = 12143 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{12143} \times \left[\frac{580 \times 20^2}{2} + 15 \times (18,10 \times 2 + 18,10 \times 18) \right] = 10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10 = 10 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = \frac{580}{3} \times (10^3 + 10^3) + 15 \times [18,10 \times (10 - 2)^2 + 18,10 \times (18 - 10)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = 421418,67 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 4,39 - 1465,47 \times \left(\frac{20}{2} - 10 \right) = 4,39 \text{ KN.m}$$

- **Verification exact :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{439}{1465,47} = 0,29 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{421418,67}{12143 \times 10} = 3,47 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,29 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 3,47 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entierement comprimee (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1465470}{100 \times 12143} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{4390}{421418,67} = 0,01$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 1,21 + 0,01 \times 4,39 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 1,25 \text{ MPa}_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

- **L'espace minimal des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \min (1.5x_a ; 30\text{cm})$$

$$\checkmark S \leq \min (1.5x_{20} ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}, \text{ alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que : } S \leq 30\text{cm}$$

Donc, on adoptera un espacement : $S=20\text{cm}$.

$$S'=20/2=10\text{cm}$$

A. **Calcul des armatures transversales :**

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

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

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 T$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 1183890}{(20 \times 522 \times 0,9) \times 100} = 1,76 \text{ MPa}$$

- **Espace des armatures transversales :**

$$S \leq \min (1,5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S=20\text{cm}$.

- Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de betonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{1,76}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 1,95 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1,76}{2} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \max(1,95 \text{ cm}^2; 0,88 \text{ cm}^2)$$

- Choix : 4Ø8 $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

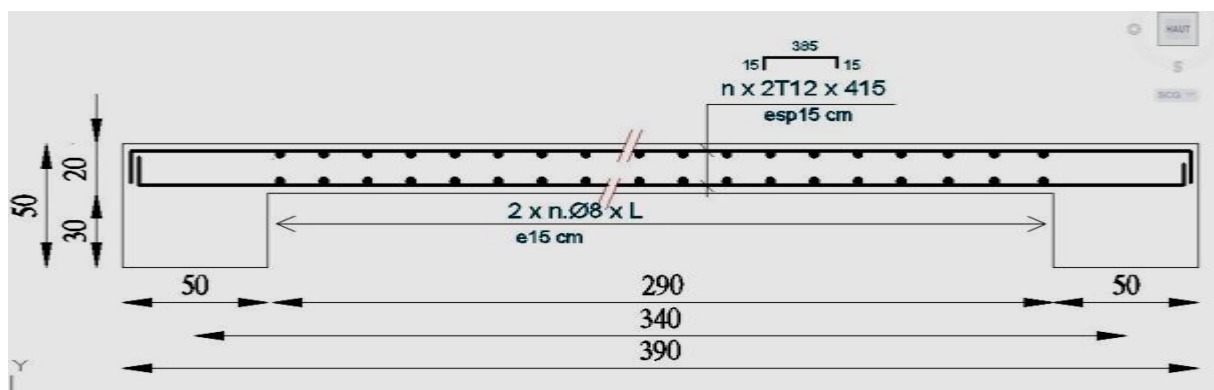


Figure VIII N°08: Dessin du ferrailage du voile de contreventement.

VIII.3- Etude des voiles périphérique :

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ❖ Épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- ❖ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ❖ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ❖ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VIII.3.1- Détermination des sollicitations :**a) Poids propre du voile périphérique :**

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 2,50 \times 0,15 = 0,375 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 0,375 = 9,375 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1,35 \times 9,375 = 12,656 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = P_{Pr} = 9,375 \text{ KN.}$$

b) Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

$$K_p: \text{coefficient de poussée } K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right);$$

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

$$\text{Avec : } \delta = \frac{2}{3} \varphi ; \varphi = 35^\circ \text{ (} \delta \text{ : frottement mur /sol)}$$

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI » : $K_p = 0,247$.

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2,5 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 2,50 = 10,498 \text{ kN/m}^2$$

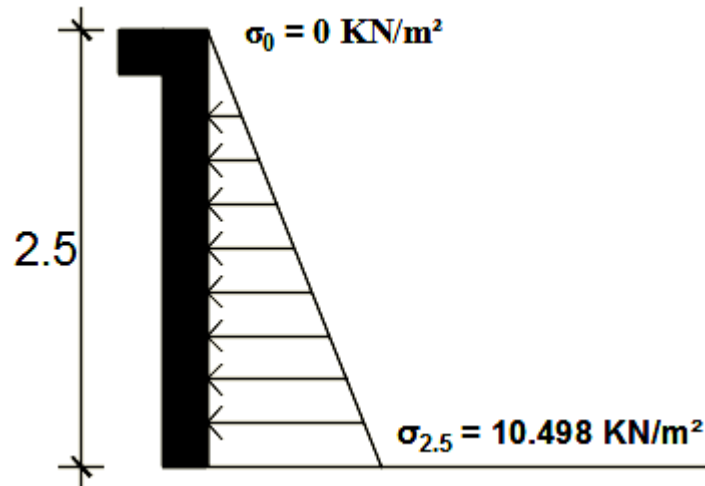


Figure VIII N°09: Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

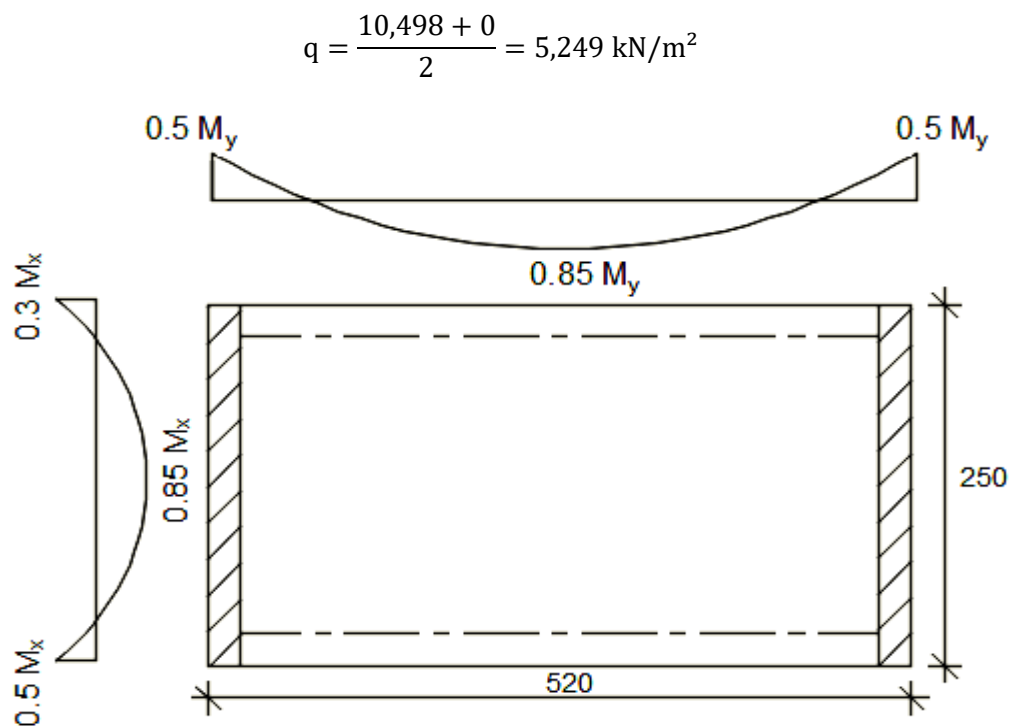


Figure VIII N°10: Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel.

❖ **Combinaisons fondamentales :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 5,249 \Rightarrow \bar{q}_u = 7,086 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1\text{m} = 7,086 \text{ kN/m}$

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

$$\bar{q}_{\text{ser}} = q \Rightarrow \bar{q}_{\text{ser}} = 5,249 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \times 1\text{m} = 5,249 \text{ kN/m}$

• **Calcul des sollicitations :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

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

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho; \nu)$ et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{520} = 0,480 \Rightarrow \text{La dalle portant suivant deux directions.}$$

• **Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$\rho = 0,480 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0994 \\ \mu_y^u = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 4,402 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1,101 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\rho = 0,480 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{\text{ser}} = 0,1026 \\ \mu_y^{\text{ser}} = 0,3491 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{\text{ser}} = 3,366 \text{ KN.m} \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} = 1,175 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VIII.N°2 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

combinaisons	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a[KN.m]	1,321	1,009	0,551	0,588
M_i[KN.m]	3,742	2,861	0,936	0,998

- **Calcul des ferrillages :**

- **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable=>

$$a = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Les hauteurs utiles**

$$d_x = h - C_x = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 15 - 3,5 = 11,5 \text{ cm}$$

- **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

Remarque :

Le ferrillage en appui et en travée est le même. On va prendre le moment maximal (moment en travée).

- ❖ **Sens x-x :**

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

$$M_{tx}^u = 3,742 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3742}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0214$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3742}{348 \times 0,991 \times 12,5} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

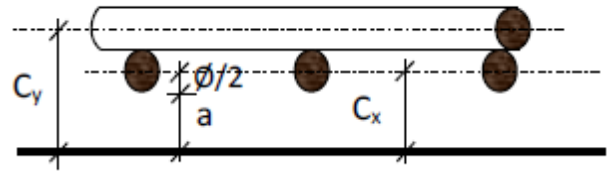


Figure VIII N°11: Enrobage.

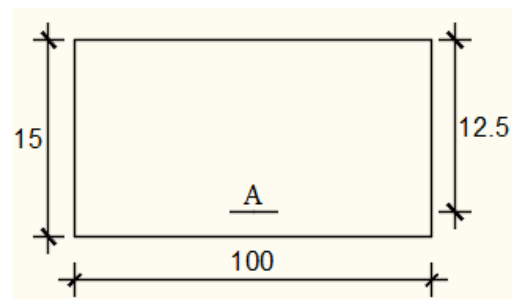


Figure VIII N°12: Section de calcul en travée (x-x).

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

$$\text{Acier FeE400} : A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$7\text{T}10/m_l \longrightarrow \star = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow \star = 15\text{cm})$$

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

$$M_{\text{ix}}^{\text{ser}} = 2,861 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,825 = 20,62 \Rightarrow E = 20,62$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 8073,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{2861}{8073,45} = 0,35 \Rightarrow K = 0,35$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 45,72 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissibles :

$$\text{Fissuration préjudiciable} : \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1,52 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 63,83 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ Sens y-y :➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ty}^u = 0,936 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{936}{14,2 \times 100 \times (11,5)^2} = 0,0049$$

$$\mu = 0,0049 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0061$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{936}{348 \times 0,997 \times 11,5} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$7\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15\text{cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 0,998 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11,5 \times 0,825 = 18,97 \Rightarrow E = 18,97$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 6704,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{998}{6704,02} = 0,14 \Rightarrow K = 0,14$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 16,59 \text{ MPa.}$$

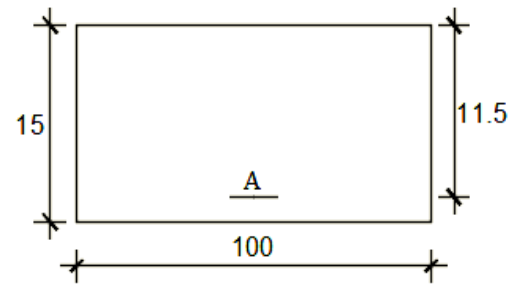


Figure VIII N°13: Section de calcul en travée (y-y).

- Contrainte admissibles :

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0,54 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s = 21,27 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ } \Rightarrow Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

Tableau VIII.N°3 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.

sens	A_{CAL} [cm ² /m _L]	A_{min} [cm ² /m _L]	A_{minRPA} [cm ² /m _L]	Choix	$A_{Adopté}$ [cm ² /m _L]	Espacement [cm]
X-X	0,87	1,2	1,5	7T10	5,50	15
Y-Y	0,19	1,2	1,5	7T10	5,50	15

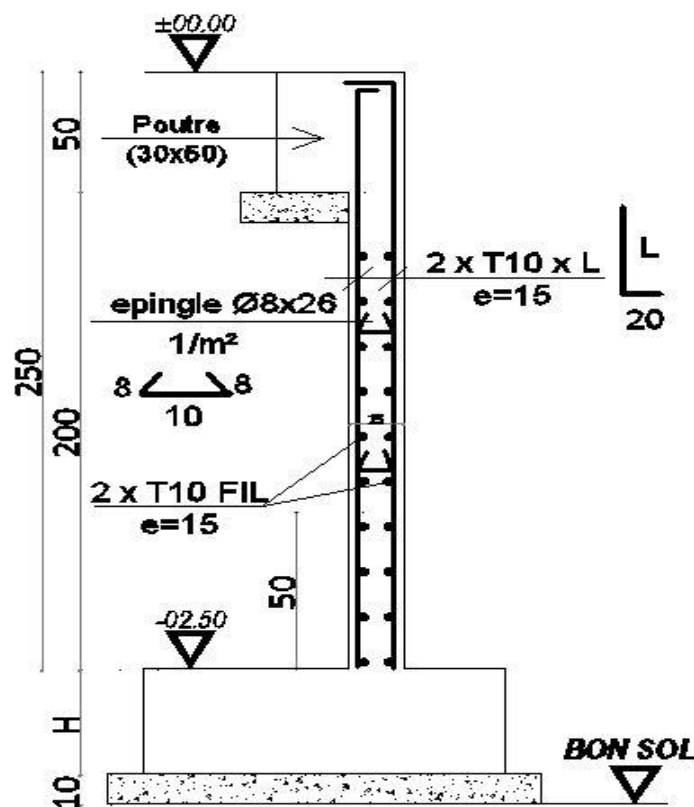


Figure VIII N°13: Ferrailage du voile périphérique.

IX- Etude des Fondations

IX.1- Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre, 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.

IX.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

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

IX.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 rapprochées et
- Radier général.

b) Fondations superficielles :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

IX.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

- $1,35G + 1,5Q$
 - $G + Q$.
- } [DTR/A.2.3.3.1]

IX.2- Calcul des semelles :**IX.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.

IX.2.2- Pré dimensionnement :

- **Semelle centrale :**

$$N_u = 2246,23 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{\text{Sol}} \quad A \cdot B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } a = 50 \text{ cm ; } b = 50 \text{ cm}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{224623}{2,5}} = 299,74$$

$$A = \left(\frac{50}{50}\right) \times B \Rightarrow A = B$$

$$\text{On prend : } B = 300 \text{ cm} \Rightarrow A = 300 \text{ cm}$$

- **Semelle de rive :**

$$N_u = 3449,56 \text{ KN}$$

$$B \geq 371,45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } B = 380 \text{ cm} \Rightarrow A = 380 \text{ cm}$$

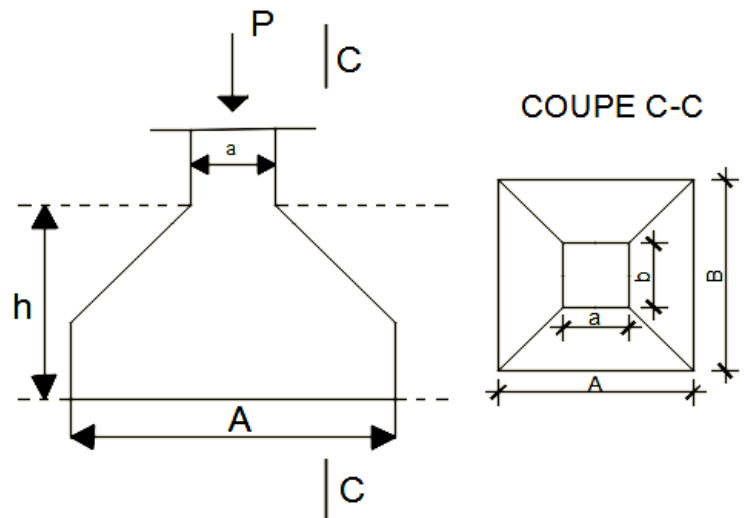


Figure IX N°01: Semelle isolée.

- **Semelle d'angle :**

$$N_u = 4278.27 \text{ KN}$$

$$B \geq 413,67 \text{ cm}$$

On prend : $B = 420\text{cm} \Rightarrow A = 420 \text{ cm}$

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.

IX.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.

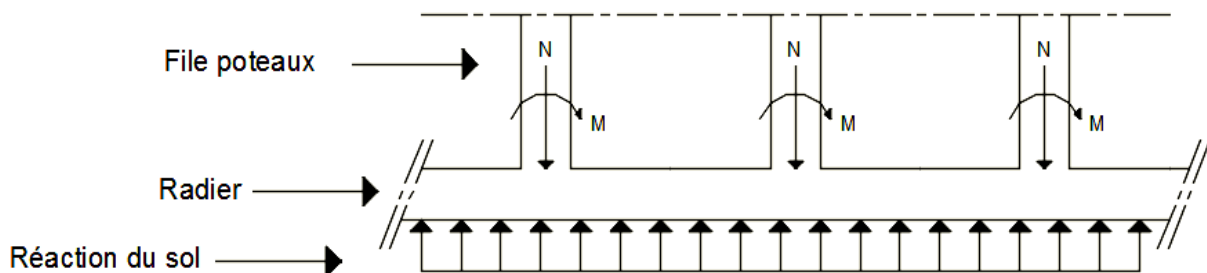


Figure IX N°02: Schéma statique du radier général.

IX.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 :

- 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 (Panneau N°8 **Figure N°23 Chapitre III**).

- **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.

$$L_{\max} = 5,20 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{5,80}{8} \leq h \leq \frac{5,80}{5} \Rightarrow 0,73 \text{ m} \leq h \leq 1,16 \text{ m}$$

- **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 $L = 5,80 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5,80}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,90 \text{ m}$$

- **Condition de non cisaillement :** [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A5.1, 1]}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible et

T^{\max} : Effort tranchant max.

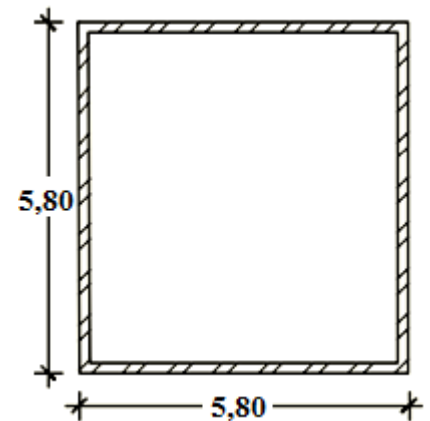


Figure IX N°03: Panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.80}{5.80} = 1 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

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 :**

$$S_r = S_b + S_{\text{débordement}} \Rightarrow S_r = 494,70\text{m}^2$$

❖ **Le poids de superstructure :**

$$G = 54416,8264 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{54416,8264}{494,70} + 1,5 \times 5 \Rightarrow \bar{q}_u = 155,99\text{KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 155,99 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = T_y^u = \frac{155,99 \times 5.8}{2} \times \frac{5.8^4}{5.8^4 + 5.8^4} = 226,185\text{KN}$$

$$T^{\text{max}} = 226,185 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\text{max}}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{226185}{0,9 \times 100 \times 1,17 \times 100} = 21,48 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 21,48 \text{ cm}$$

• **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 ;

$N_{\text{umax}} = 4278,27\text{KN}$ (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 :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,5 + 0,5 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,5 + 0,5 + 2h) \times h \times 16,67$$

$$2,99h^2 + 1,79h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 4278.27 \text{ KN} = 4,27827 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,90\text{m} \Rightarrow h \geq 90\text{cm}$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$$h = 120 \text{ cm.}$$

➤ **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{580}{10} = 58\text{cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 100 \text{ cm.}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{580}{20} = 29 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm.}$$

IX.3.2- Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10}\right)$$

$$L_x = 580 \text{ cm} ; L_y = 580 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{580}{10} = 58 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{580 - 30}{2} = 245 \text{ cm} \end{cases}$$

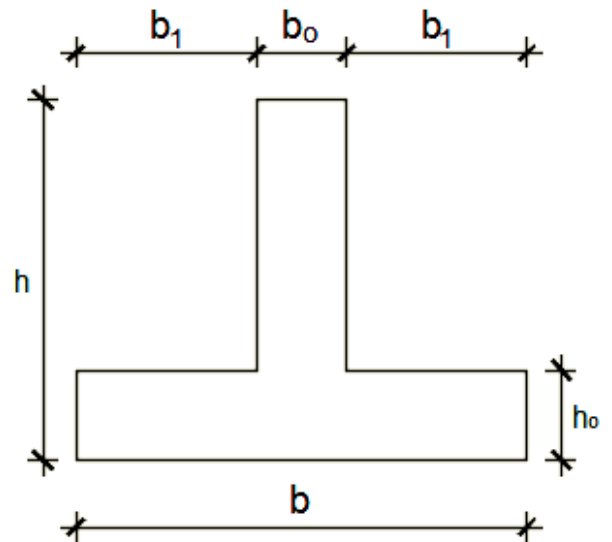


Figure IX N°04: dimension de la poutre.

Tableau IX N°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	140	40	30	45	120
Poutre secondaire	140	40	30	45	120

IX.3.3- Détermination des sollicitations :a) **Caractéristiques du radier :**

$$h = 140 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier : } S = 494,70 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier : } I_{XX} = 19035,52 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 13842,21 \text{ m}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier : } V_X = 9,70 \text{ m} ; V_Y = 11,37 \text{ m}$$

b) Calcul du poids propre du radier Pr :

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.

Poids des poutres principales : $p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

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.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 494,70 \times 0,4 \times 25 = 4947 \text{ KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 130,1 \times (1,4 - 0,4) \times 0,50 \times 25 = 1626,25 \text{ KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 125,7 \times (1,4 - 0,4) \times 0,50 \times 25 = 1571,25 \text{ KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 4947 + 1626,25 + 1571,25 = 8144,5 \text{ KN}$$

c) Surcharges d'exploitation Q_r :

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 494,70 \Rightarrow Q_r = 2473,5 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions :**❖ Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

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)

$$N_u^1 = 89305,45 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(8144,5) + 1,5(2473,5) = 14705,32 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 104010,775 \text{ KN}$$

$$M_x = 24,54 \text{ KN.m} ; M_y = 31,18 \text{ KN.m}$$

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) :** $(G + Q) + (P_r + Q_r)$

$$N_S^1 = G + Q \Rightarrow N_S^1 = 67468,48 \text{ KN}$$

$$N_S^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_S^2 = (8144,5) + (2473,5) = 10618 \text{ KN}$$

$$N_S = N_S^1 + N_S^2 = 67468,48 + 10618 = 78086,48 \text{ KN}$$

$$M_x = 17,59 \text{ KN.m} ; M_y = 25,17 \text{ KN.m}$$

❖ **Situation accidentelle (ACC) :** $[(G + Q \pm E) + (p_r + Q_r)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8p_r]$

$$N_{acc}^1 = 74752,88 \text{ KN}$$

$$N_{acc}^2 = p_r + Q_r = 10618 \text{ KN}$$

$$N_{acc} = N_{acc}^1 + N_{acc}^2 = 85370,88 \text{ KN}$$

$$M_x = 28,76 \text{ KN.m} ; M_y = 39,14 \text{ KN.m}$$

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.

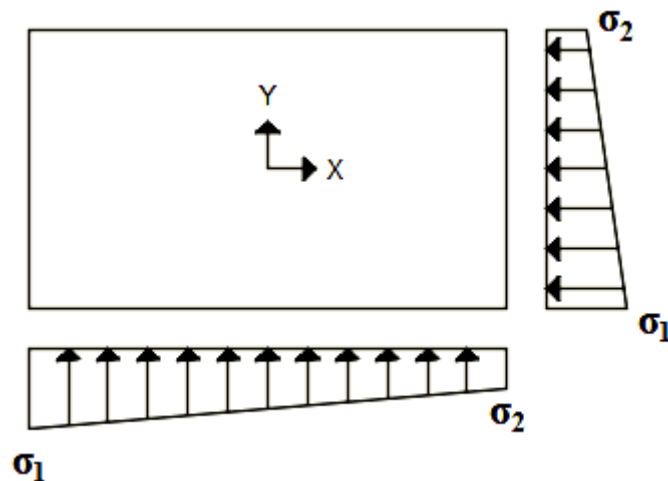


Figure IX N°05: Schéma des contraintes du sol.

$$\bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ **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) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 104010,775 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{104010,775}{494,70} \pm \frac{24,54}{19035,52} \cdot 9,70 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,1 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,1 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,1 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{104010,775}{494,70} \pm \frac{31,18}{13842,21} \cdot 11,37 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,1 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,1 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,1 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_s = 78086,48 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{78086,48}{494,70} \pm \frac{17,59}{19035,52} \cdot 9,70 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,57 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1,57 \text{ bars}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,57 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{78086,48}{494,70} \pm \frac{25,17}{13842,21} \cdot 11,37 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,57 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1,57 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,57 \text{ bars}$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_{acc} = 85370,88 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{85370,88}{494,70} \pm \frac{28,76}{19035,52} \cdot 9,70 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,72 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1,72 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,72 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{85370,88}{494,70} \pm \frac{39,14}{19035,52} \cdot 11,37 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,72 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1,72 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,72 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

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 ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

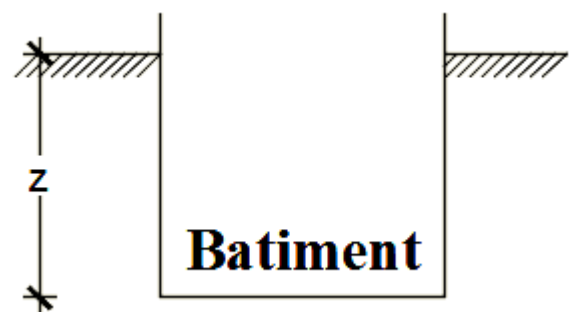


Figure IX N°06: L'encrage de la structure.

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Batiment}} + P_{\text{radier}} = 54416,8264 + 8144,5 = 62561,32 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 494,70 \times 10 \times 3,166 = 23493,30 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

IX.4- Ferraillage du radier :

IX.4.1- Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1\text{m}$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5,80\text{m} ; L_y = 5,80 \text{ m}$$

$$\text{On à } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,80}{5,80} = 1 \Rightarrow$$

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) :

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 188 \times 1\text{m}_L = 188 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0368 \\ \mu_y^u = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0368 \times 188 \times 5,80^2 = 232,74 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 1 \times 232,74 = 232,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Moment en travée :

$$M_t_x^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 232,74 = 174,55 \text{ KN.m}$$

$$M_t_y^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 232,74 = 174,55 \text{ KN.m}$$

b. Moment en appuis intermédiaires :

$$M_a_x^u = 0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 232,74 = 116,37 \text{ KN.m}$$

$$M_a_y^u = 0,5 \times M_y^u = 0,5 \times 232,74 = 116,37 \text{ KN.m}$$

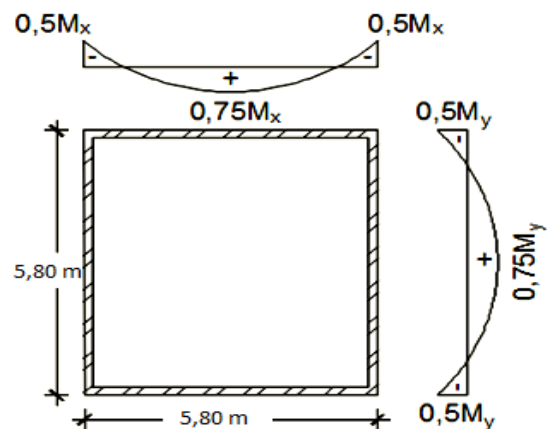


Figure IX N°07: Schéma du panneau de la dalle.

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 137 \times 1m_l = 137 \text{ KN}/m_l$$

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0441 \\ \mu_y^s = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0441 \times 137 \times 5,80^2 = 203,24 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 1 \times 203,24 = 203,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. Moment en travée :

$$Mt_x^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 203,74 = 152,81 \text{ KN.m}$$

$$Mt_y^s = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 203,74 = 152,81 \text{ KN.m}$$

d. Moment en appuis intermédiaires :

$$Ma_x^s = 0,5 \times M_x^s = 0,5 \times 203,24 = 101,62 \text{ KN.m}$$

$$Ma_y^s = 0,5 \times M_y^s = 0,5 \times 203,24 = 101,62 \text{ KN.m}$$

Tableau IX N°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	174,55	116,37	152,81	101,62
Sens Y-Y	174,55	116,37	152,81	101,62

• **Calcul des armatures :**

a. Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

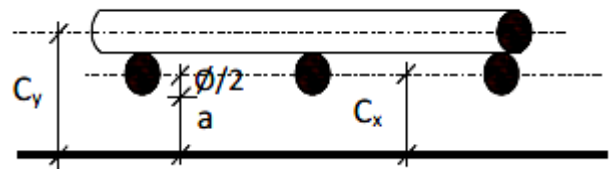
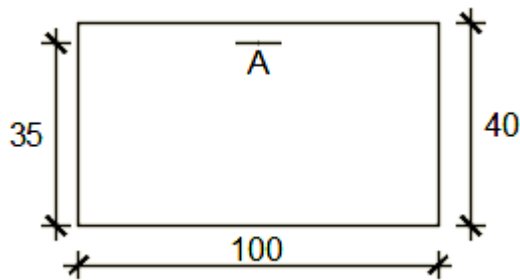
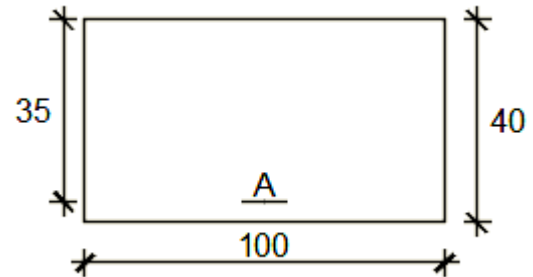


Figure IX N°08: Enrobage.

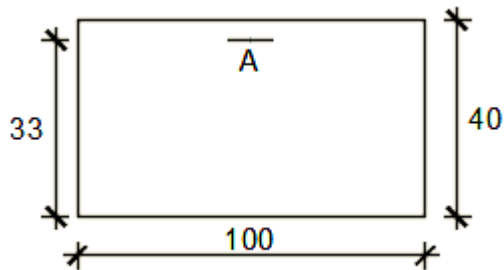
b. Section de Calcul :❖ Sens X-X :

- En travée

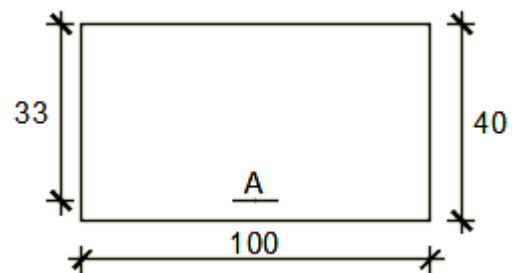


- En appuis

Figure IX N°09: Section de calcul dans le sens xx.

❖ Sens Y-Y :

- En travée



- En appuis

Figure IX N°10: Section de calcul dans le sens yy.

• Calcul du ferrailage de la dalle pleine :❖ Sens X-X :a) En travées :

$$M_{t_x}^u = 141,85 \text{ KN.m} = 141850 \text{ N.M}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{t_x}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{174550}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,100$$

$$\mu = 0,100 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,132$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,947$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{174550}{348 \times 0,947 \times 35} = 15,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 15,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$6T20/\text{ml} \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 152,81 \text{ KN.m} = 152810 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,71}{100} = 2,82 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2,82 = 197,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,82 + \sqrt{2,82^2 + 197,4} = 11,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11,51^3}{3} + 15 \times 18,85 \times (35 - 11,51)^2 = 206844,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{152810}{206884,02} = 0,73$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,73 \times (35 - 11,51) = 257,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{152810}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0061$$

$$\mu_1 = 0,0061 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,878 \\ K_1 = 25,98 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{25,98} = 7,76 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{152810}{201,63 \times 0,878 \times 35} = 24,66 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$8T20/ml \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 12\text{cm})$$

- b) En appuis:

$$\mathbf{Ma_x^u = 116,37 \text{ KN.m} = 116370 \text{ N.m}}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{116370}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,067$$

$$\mu = 0,067 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,086$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,965$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{116370}{348 \times 0,965 \times 35} = 9,90 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 9,90 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des armatures:

$$4T20/ml \rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 25\text{cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.):

$$\mathbf{Mt_x^{\text{ser}} = 101,62 \text{ KN.m} = 101620 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,57}{100} = 1,88 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1,88 = 131,6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,88 + \sqrt{1,88^2 + 131,6} = 9,74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,74^3}{3} + 15 \times 12,57 \times (35 - 9,74)^2 = 151107,99 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{101620}{151107,99} = 0,67$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,67 \times (35 - 9,74) = 253,86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{t_x}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{101620}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0041$$

$$\mu_1 = 0,0041 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,897 \\ K_1 = 33,54 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{33,54} = 6,01 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{t_x}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{101620}{201,63 \times 0,897 \times 35} = 16,05 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

8T16/ml $\rightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T16 $\rightarrow e = 12\text{cm}$)

❖ **Sens Y-Y :**

c) **En travées :**

$$M_{t_y}^u = 174,55 \text{ KN.m} = 174550 \text{ N.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

$$\mu = \frac{M_{t_y}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{174550}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,112$$

$$\mu = 0,112 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,148$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,940$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{174550}{348 \times 0,940 \times 33} = 16,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 16,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

6T20/ml $\rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T20 $\rightarrow e = 15\text{cm}$)

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_t^{ser} = 152,81 \text{ KN. m} = 152810 \text{ N. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18,85}{100} = 2,82 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 2,82 = 186,12 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,82 + \sqrt{2,82^2 + 186,12} = 11,11 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11,11^3}{3} + 15 \times 18,85 \times (33 - 11,11)^2 = 181196,93 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{ser}}{I} = \frac{152810}{181196,93} = 0,84$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,84 \times (33 - 11,33) = 273,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

• Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{152810}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0069$$

$$\mu_1 = 0,0069 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,872 \\ K_1 = 24,06 \end{cases}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{24,06} = 8,38 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{152810}{201,63 \times 0,872 \times 33} = 26,33 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures:

$$9T20/ml \rightarrow A = 28,27 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 11 \text{ cm})$$

Remarque :

Pour des Raison Pratique on prendra (e=14cm)

d) En appuis:

$$\mathbf{Ma_x^u = 116,37 \text{ KN.m} = 116370 \text{ N.m}}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{116370}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,097$$

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

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{116370}{348 \times 0,961 \times 33} = 10,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 10,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$4\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A \text{ } 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}20 \rightarrow e = 25\text{cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Mt_x^{\text{ser}} = 101,62 \text{ KN.m} = 101620 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,57}{100} = 1,88 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1,88 = 124,08 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,88 + \sqrt{1,88^2 + 124,086} = 9,41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,41^3}{3} + 15 \times 12,57 \times (33 - 9,41)^2 = 132700,42 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{101620}{132700,42} = 0,76$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,76 \times (33 - 9,41) = 268,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{t_x}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{101620}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0046$$

$$\mu_1 = 0,0046 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,892 \\ K_1 = 31,30 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{31,30} = 6,44 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{t_x}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{101620}{201,63 \times 0,892 \times 33} = 17,12 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T20/ml \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

IX.4.2- Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 188 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 188 \times 1 \text{ m}_L = 188 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -188 \times \frac{0,50^2}{2} = -23,50 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23500}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

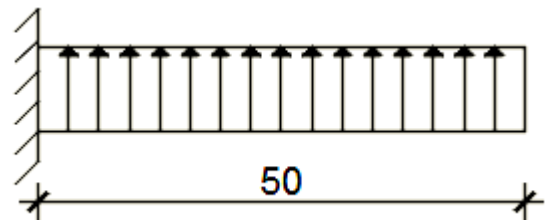


Figure IX N°11: Schéma statique du débordement.

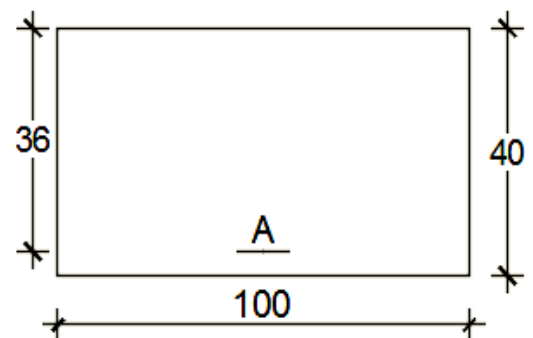


Figure IX N°12: Section de calcul.

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23500}{348 \times 0,994 \times 36} = 1,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- 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:

$$4\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}20 \rightarrow e = 25\text{cm})$$

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

$$\sigma_m = 137 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 137 \times 1\text{m}_L = 137 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -137 \times \frac{0,50^2}{2} = -17,12 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,57}{100} = 1,88 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,88 = 135,36 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,88 + \sqrt{1,88^2 + 135,36} = 9,90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,90^3}{3} + 15 \times 12,57 \times (36 - 9,90)^2 = 160785,44 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{17120}{160785,44} = 0,10$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,10 \times (36 - 9,90) = 39,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

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 :

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 188 \times 0,5 = 94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{94000}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IX.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).

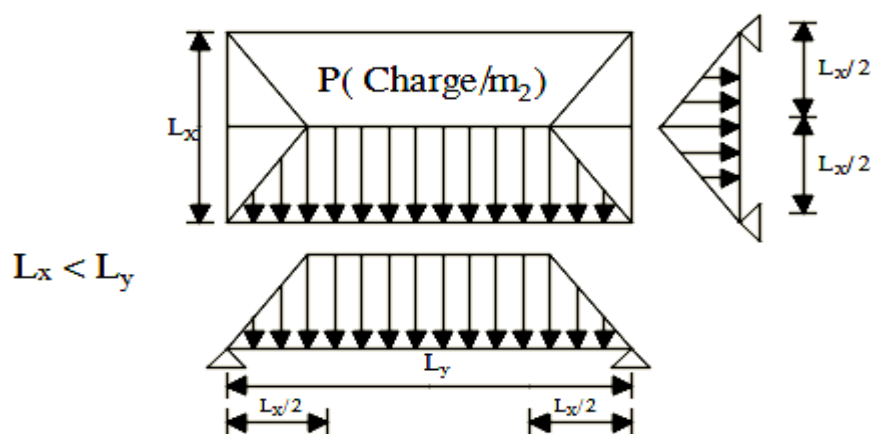


Figure IX N°13: la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.

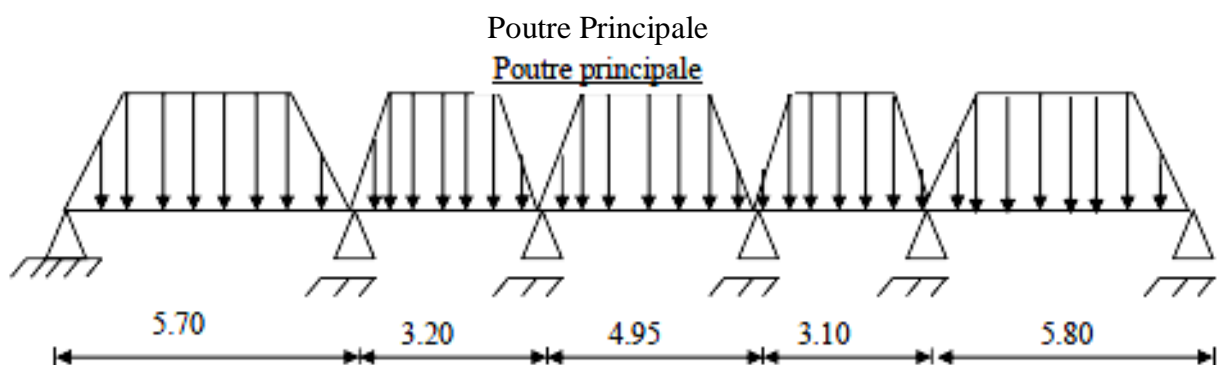


Figure IX N°14: Distribution des charges sur les poutres principales.

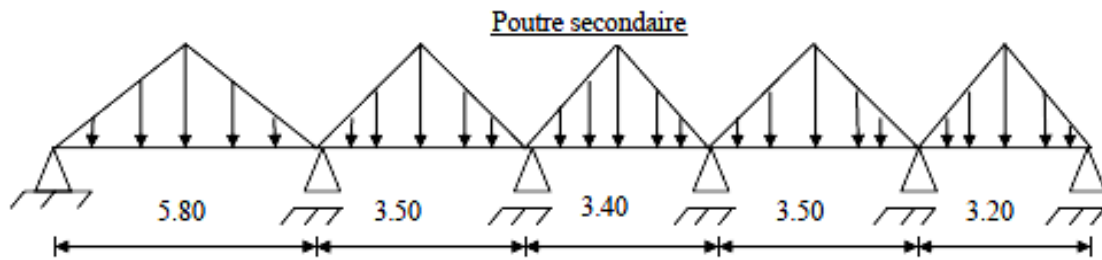


Figure IX N°15: Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

\bar{q}_1 : Charge surfacique provenant du radier (en [KN/m²]).

q_1 : Charge linéaire équivalente (en [KN/m_L]).

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 : $L_x = 5.80\text{m}$; $L_y = 5,80\text{m}$

- ❖ **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 : $\bar{q}_1 = 188 \text{ KN/m}^2$

$$q_{ep}^u = \left[188 \times \frac{5,80 + (5,80 - 5,80)}{2} \right] \times \frac{5,80}{5,80} \Rightarrow q_1^u = 545,2 \text{ KN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^s = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 137 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{\text{ser}} = \left[137 \times \frac{5,80 + (5,80 - 5,80)}{2} \right] \times \frac{5,80}{5,80} \Rightarrow q_1^{\text{ser}} = 397,3 \text{ KN/m}_L$$

➤ Situation accidentelle (ACC):

$$q_1^{\text{acc}} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 224 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{\text{acc}} = \left[224 \times \frac{5,80 + (5,80 - 5,80)}{2} \right] \times \frac{5,80}{5,80} \Rightarrow q_1^{\text{acc}} = 649,90 \text{ KN/m}_L$$

❖ 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 : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 188 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^u = \left[188 \times \frac{5,80}{2} \right] \Rightarrow q_1^u = 545,20 \text{ KN /m}_L$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^s = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 137 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{\text{ser}} = \left[137 \times \frac{5,80}{2} \right] \Rightarrow q_1^{\text{ser}} = 397,3 \text{ KN/m}_L$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{\text{acc}} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 224 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{\text{acc}} = \left[224 \times \frac{5,80}{2} \right] \Rightarrow q_1^{\text{acc}} = 649,60 \text{ KN/m}_L$$

Tableau IX N°3: Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

		$\bar{q}_1 [\text{KN/m}^2]$	$q [\text{KN/m}_L]$
Poutre principale	ELU	188	545,20
	ELS	137	379,30
	ACC	224	649,60
Poutre secondaire	ELU	188	545,20
	ELS	137	379,30
	ACC	224	649,60

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 IXN°4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	-675,80	1098	-580,94	1024.30
Mser [KN.m]	-500.74	798,51	-450,22	795.23
Macc [KN.m]	-811,21	1290.02	-680,34	1290,47
Tu [KN]	1345.20		1225.31	

- **Calcul des armatures :**

- A. **En travée :**

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

$$M_t^u = 675,80 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

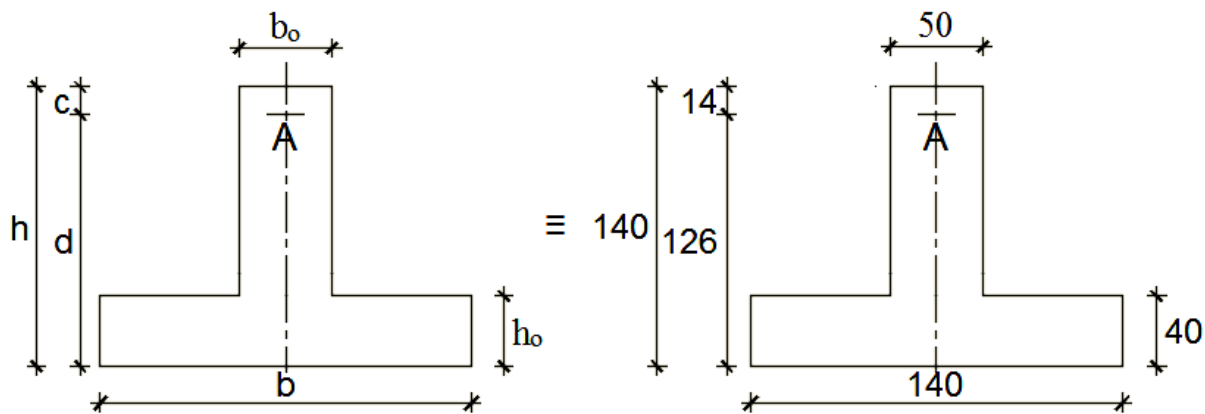


Figure IX N°16: Section de calcul.

$$M_T = 14,2 \times 140 \times 40 \times \left(126 - \frac{40}{2} \right) \Rightarrow M_T = 9542400 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 675800 \text{ N.m} < M_T = 9542400 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$

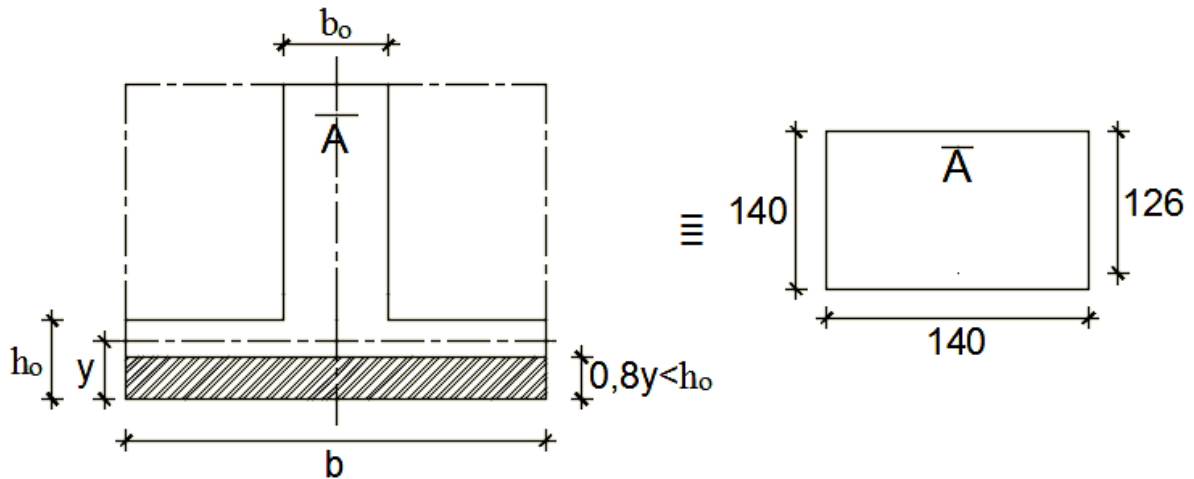


Figure IX N°17: Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{675800}{14,2 \times 140 \times 126^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{675800}{348 \times 0,989 \times 126} = 15,58 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 126 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 7,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 15,58 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{\text{acc}} = 811210 \text{ N.m}$$

$M_t^{\text{acc}} = 811210 \text{ N.m} < M_T = 4970000 \text{ N.m} \Rightarrow$ 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 :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{811210}{18,48 \times 140 \times 126^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{\text{acc}} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{811210}{400 \times 0,991 \times 126} = 16,24 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}; A_t^{\text{acc}}) \Rightarrow A_t^u = 16,24 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 6T20 $\longrightarrow A_t = 18,85 \text{ cm}^2$
 - Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 500740 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{140 \times 40^2}{2} - 15 \times 18,85 \times (126 - 40) = 87683,5 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$.

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18,85}{140} = 2,01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 126 \times 2,01 = 506,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,01 + \sqrt{2,01^2 + 506,52} = 20,58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 20,01^3}{3} + 15 \times 18,85 \times (126 - 20,01)^2 = 3443446,46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{500740}{3443446,46} = 0,14$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,14 \times (126 - 20,01) = 222,58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{500740}{201,63 \times 140 \times (126)^2} = 0,00111$$

$$\mu_1 = 0,00107 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,943 \\ K_1 = 72,72 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{72,72} = 2,77 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{ser} = \frac{Mt_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{500740}{201,63 \times 0,943 \times 126} = 20,90 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$7T20 \rightarrow A = 21,99 \text{ cm}^2$$

B. En appuis:

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

$$M_a^u = -1098000 \text{ N.m}$$

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 $(b_0 \times h) = (50 \times 140) \text{ cm}^2$.

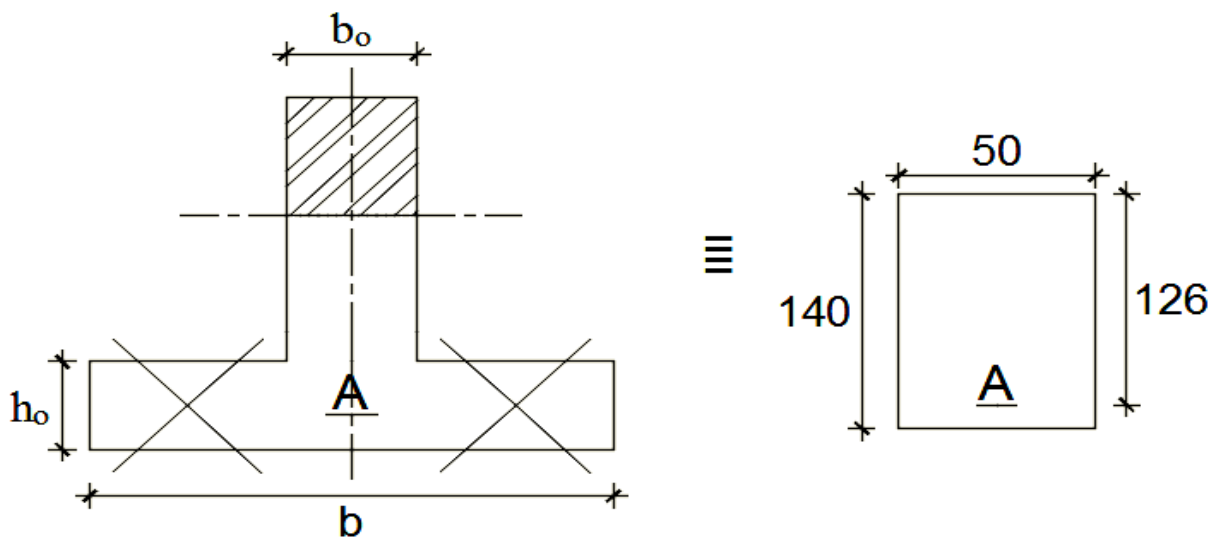


Figure IX N°18: Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1098000}{14,2 \times 50 \times 126^2} = 0,097$$

$$\mu = 0,097 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,12$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,952$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1098000}{348 \times 0,952 \times 126} = 26,30 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 90 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 7,60 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_a^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 26,30 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{\text{acc}} = -1290020 \text{ N.m}$$

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 $(b_0 \times h) = (50 \times 140) \text{ cm}^2$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1290020}{18,48 \times 50 \times 126^2} = 0,087$$

$$\mu = 0,087 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,11$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,956$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{\text{acc}} = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1290020}{400 \times 0,956 \times 126} = 26,77 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a^u; A_{\min}; A_a^{\text{acc}}) \Rightarrow A_a^u = 26,77 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 10T20 $\longrightarrow A_a = 31,42 \text{ cm}^2$

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

$$M_a^{\text{ser}} = - 798\,510 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$D = \frac{15 \times A}{b_0} = \frac{15 \times 31,42}{50} = 9,42 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 126 \times 9,42 = 2373,84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -9,42 + \sqrt{9,42^2 + 2373,84} = 40,20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{50 \times 40,20^3}{3} + 15 \times 31,42 \times (126 - 40,20)^2 = 3794364,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a^{\text{ser}}}{I} = \frac{798510}{3794364,97} = 0,21$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,21 \times (126 - 40,20) = 270,27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b_0 \times d^2} = \frac{798510}{201,63 \times 50 \times (126)^2} = 0,0049$$

$$\mu_1 = 0,0048 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,889 \\ K_1 = 30,04 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{30,04} = 6,71 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{798510}{201,63 \times 0,889 \times 126} = 37,70 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures: 12T20 → A = 37,70 cm²

Tableau IX N°5 : Tableau récapitulatif des choix des armatures

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm ²]	15,58	26,30	12,53	21,89
A_{acc} [cm ²]	16,24	26,77	12,54	22,64
A_{min} [cm ²]	7,60	7,60	7,60	7,60
$A = \max(A_u ; A_{acc} ; A_{min})$	16,24	26,77	12,54	22,64
Choix des armatures	6T20	10T20	8T16	8T20
A_{corr} [cm ²]	18,85	31,42	16,08	25,13

- **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]

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1345200}{140 \times 126 \times 100} = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

[CBA93/A.5.1.3]

?

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 126 \Rightarrow a = 113,4 \text{ cm}$ et $b_0 = 50 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 1345200 \text{ N} \leq 0,267 \times 113,4 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 3784725 \text{ N}$$

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

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures**

longitudinales supérieure : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

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

$$A_{sup} = 18,85 \geq \frac{1,15}{400} \left[1345200 - \frac{1098000}{0,9 \times 1,26} \right] \times 10^{-2} = 10,83 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

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 :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{140}{35}; \frac{50}{10}; 2\right) = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

On prend :

$\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 6\phi_8 \longrightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2$ (3cadre).

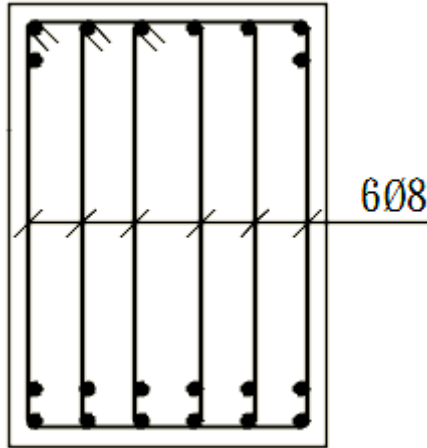


Figure IX N°19: Armatures transversales.

- 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 :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,02 \times 0,80 \times 235}{50 \times (0,73 - 0,3 \times 2,1)} = 113,55 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(113,4; 40) = 40 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,02 \times 235}{0,4 \times 50} = 35,49 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 35,49 \text{ cm}$$

- **Selon le RPA99 (version 2003) :**

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 ; \phi\right) = \min\left(\frac{140}{4} ; 12 \times 2\right) = 24 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{array} \right.$$

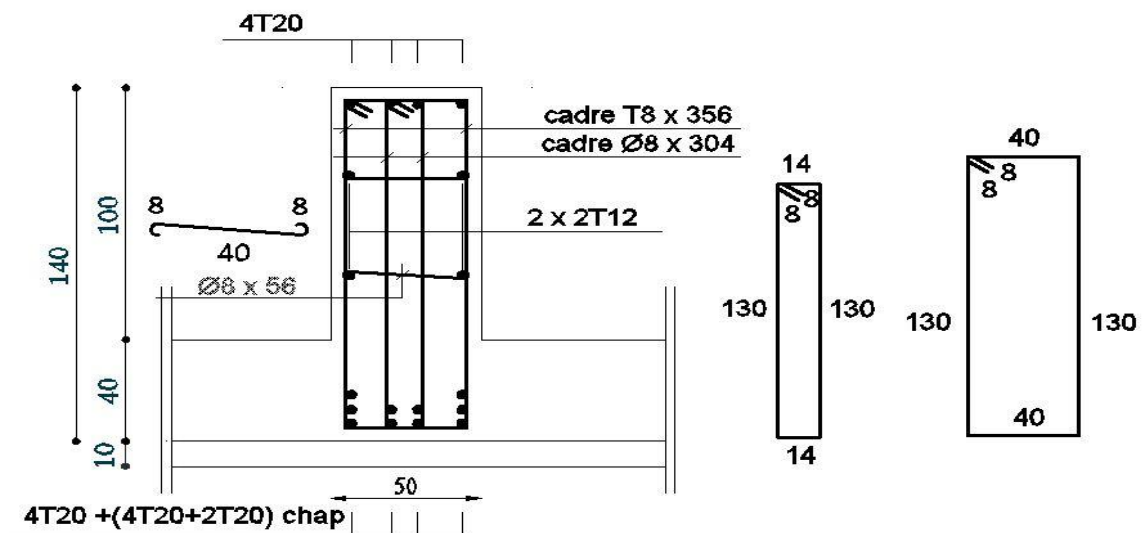


Figure IX N°20: dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis.

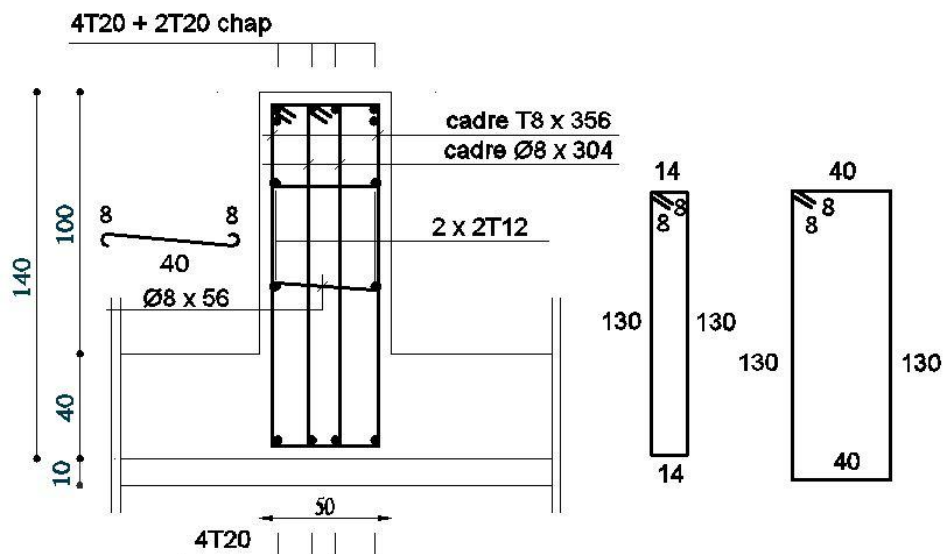


Figure IX N°21: dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée.

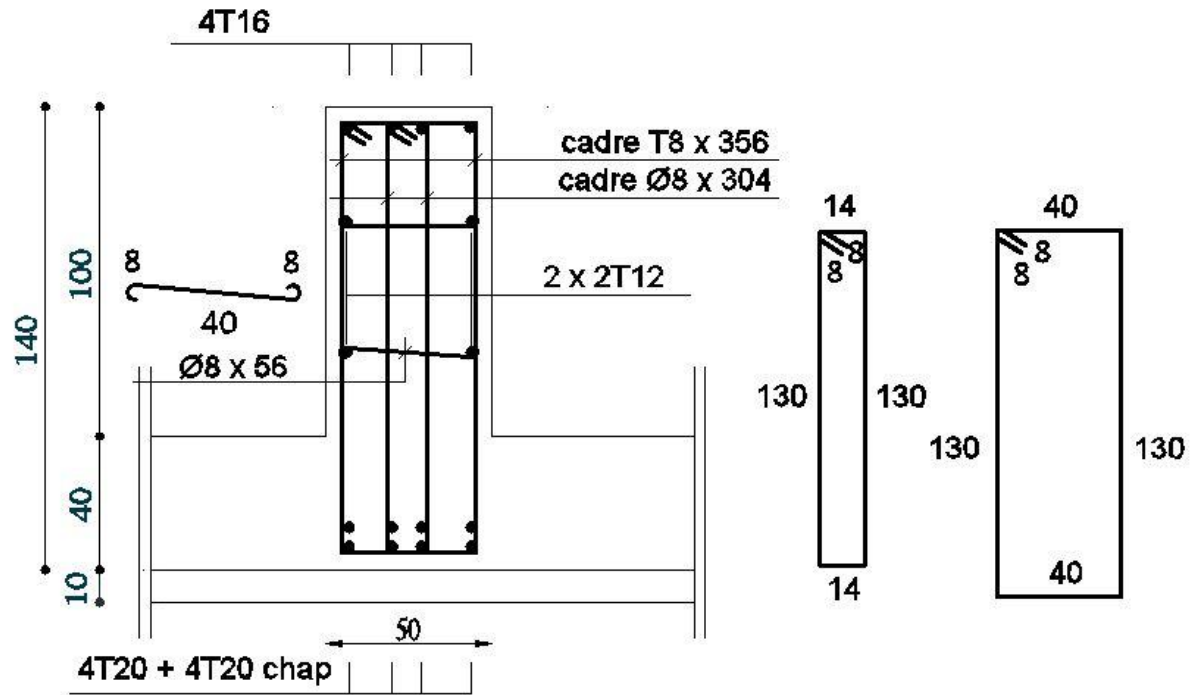


Figure IX N°22: dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis..

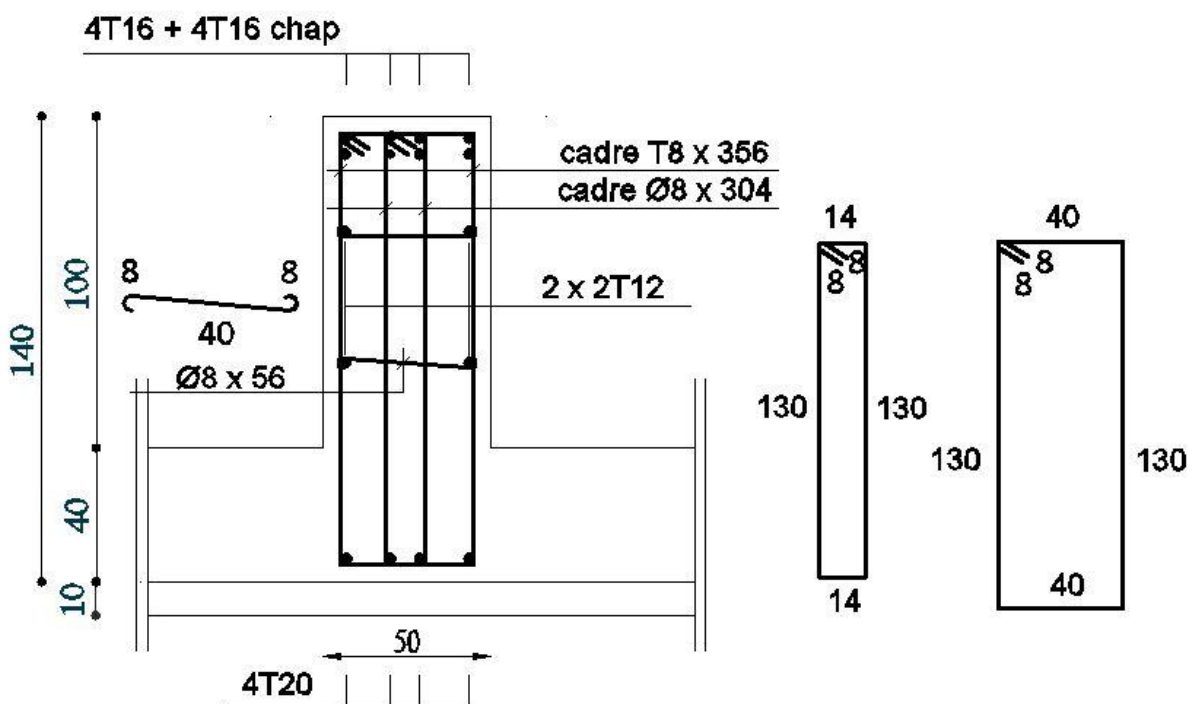


Figure IX N°23: dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée.

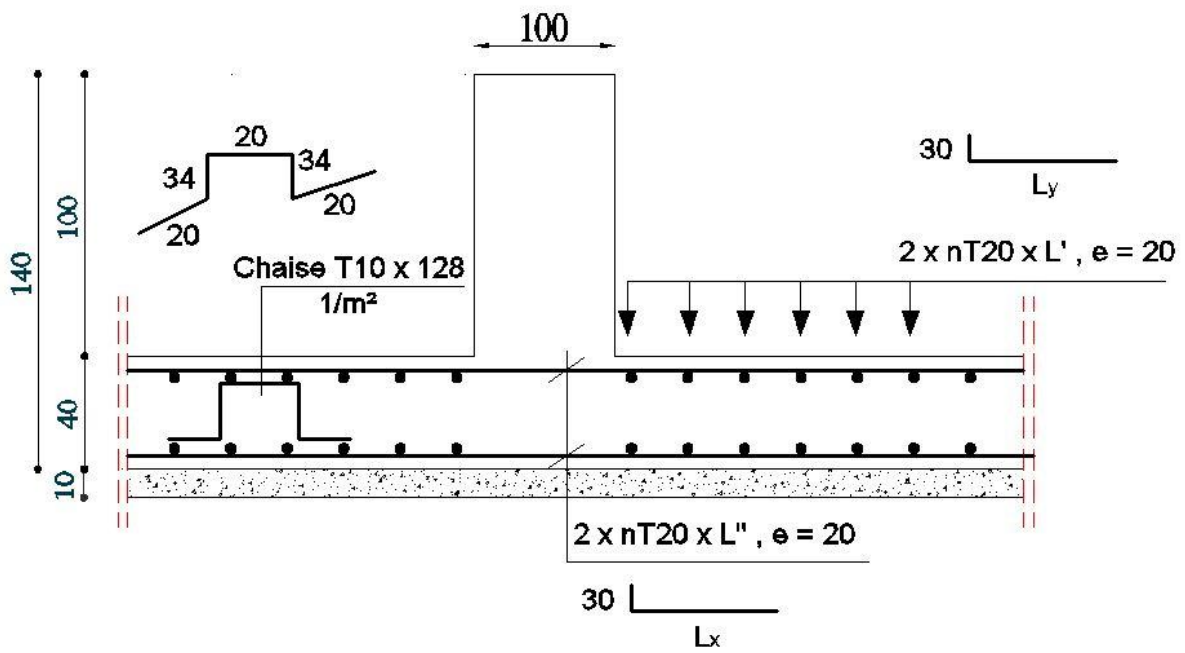


Figure IX N°24: ferraillage de la dalle de radier.

IX.6- Etude des longrines : [RPA99/V2003/A. 10.1.]

D'après le RPA99/version2003 les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$; Avec:

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au : min (20cm ; 15 Φ).

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- ❖ 25cm x 30cm : site de catégorie S2 et S3
- ❖ 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Dans notre cas on a : $\left. \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Site S3} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 12$

On prendra une section de (30 x 30)

$$N_u = 2584,66 \text{ KN} \Rightarrow F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2584,66}{12} = 215,39 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 1891,71 \text{ KN} \Rightarrow F_{\text{ser}} = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1891,71}{12} = 157,64 \text{ KN}$$

- **Détermination des armatures :**

➤ Etat limite ultime :

$$A^u = \frac{F_u}{100 \times \sigma_{10}} \quad \text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{215390}{100 \times 348} = 6,19 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service:

$$\text{Fissuration préjudiciable min : } \bar{\sigma}_s = \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A^{\text{ser}} = \frac{F_{\text{ser}}}{100 \times \sigma_{10}} = \frac{157640}{100 \times 201,63} = 7,82 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A^u ; A^{\text{ser}}) = \max(6,19 ; 7,82) \Rightarrow A = 7,82 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6T14 \rightarrow A = 9,29 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$B \stackrel{?}{\leq} \frac{A \times f_e}{f_{t28}}$$

$$B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \leq \frac{9,29 \times 400}{2,1} = 1769,52 \text{ cm}^2 =$$

> La section de béton est vérifiée

- Dessin de Ferrailage :

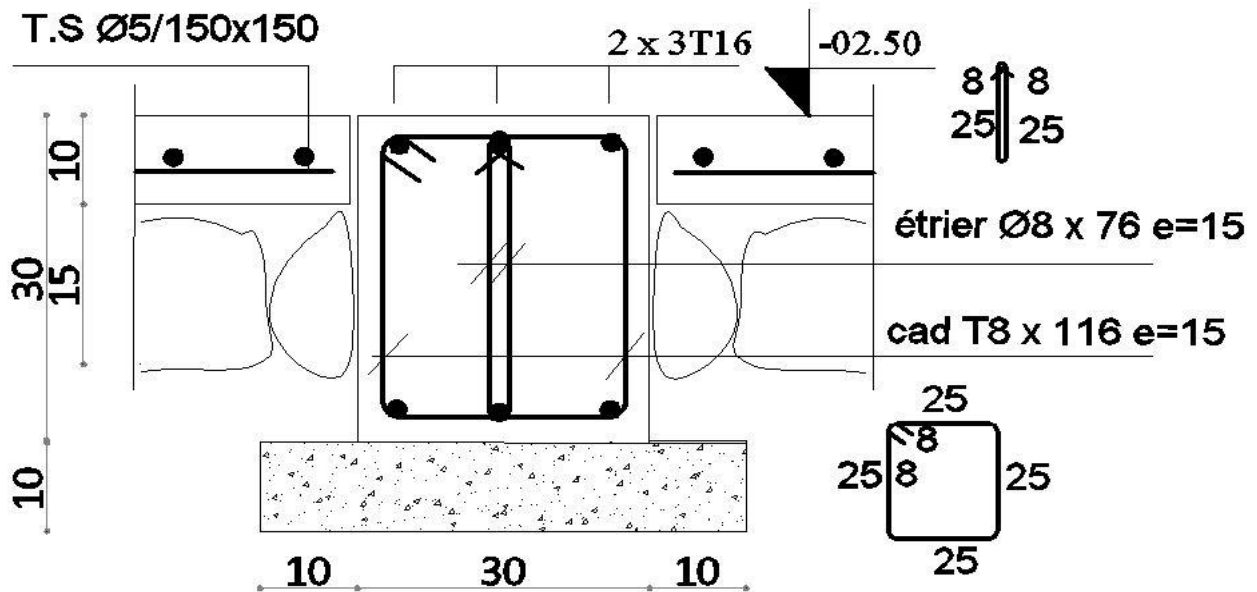


Figure IX N°25: dessin de ferrailage de longrine..

Conclusion général

Le projet de d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en pratique ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Ce projet nous a permis, d'une coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception.

De même, l'utilisation du logiciel Etabs nous a permis de trouver des solutions fiables en temps très court pour les problèmes de conception et de calcul que nous avons rencontrés.

Bibliographie

- Livre :

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »

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 2019** (Dessin).

- ✓ **Etabs 2018** (Analyse des structures).