

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

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

## Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé (S/Sol+RDC+7 étages)  
à usage multiple contreventé par des voiles porteurs**

Présente par :

- KALAI ABDELKADER

Président : Mr BELGUESMIA KHALIL

Examinatrice : Mme DJIALI NASSIRA

Encadreur : Mme BELBACHIR NASRINE

Année universitaire : 2021/2022

# REMERCIEMENTS

**Tout d'abord je remercie le bon Dieu notre créateur qui m'a donné la force et la volonté pour accomplir ce modeste travail.**

**Remercîments spéciaux du fond du cœur pour mes parents, ma mère et mon père رَحْمَةُ اللهِ pour tout leur soutien et leurs sacrifices depuis ma naissance.**

**Un grand merci pour mon encadrante Mme Belbachir Nesrine pour tous ses efforts, ses conseils et remarques pour finaliser ce projet.**

**J'adresse mes sincères remerciement aux professeurs Mr Sadki Nizar et Mr Bahar Sadek pour leurs aides et leurs conseils.**

**Merci à tous les professeurs du département Génie civil.**

**Merci pour toute ma famille qui m'a aidée.**

# Résumé

Ce projet présente une étude technique d'un bâtiment bloc barre à usage commerciale et d'habitation, composé d'un sous-sol et Rez de chaussée + 7 étages contreventé par des voiles et implanté à Kharouba Mostaganem.

Le bâtiment est implanté dans une zone sismique (**zone IIa**) selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA 99 V 2003**).

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage des éléments structuraux et non structuraux sont faits à partir du règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA 99 V 2003**) et le **B.A.E.L 91** et pour les charges permanentes et charges d'exploitation à partir du **DTR B.C.2.2** notre projet est composé de cinq parties :

La première partie est la description générale du projet avec la présentation des caractéristiques (géométrique, géotechnique, technique) et la fin les caractéristiques des matériaux et l'hypothèse de calcul.

La deuxième partie est le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, l'escalier, les voiles).

La troisième partie est l'étude des éléments non structuraux (poutrelle, l'escalier, l'acrotère, balcon, plancher en dalle pleine haut sous-sol)

La quatrième partie est l'étude dynamique en utilisant le logiciel **ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL** (version 2014) pour la modélisation de la structure.

La cinquième partie est l'étude des éléments structuraux les voiles et les poutres d'après la détermination des sollicitations depuis le logiciel robot analysis structural.

La dernière partie est le dimensionnement et l'étude de l'infrastructure et à la fin une conclusion générale.

**Mots clé :** bâtiment, bloc barre, ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL, B.A.E.L 91, DTR B.C.2.2, RPA 99 V 2003, zone IIa, pré dimensionnement, étude des éléments non structuraux, étude dynamique, étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure.

# المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة فنية لمبنى كتلة بار للاستخدام التجاري والسكني ، ويتكون من قيو وطابق أرضي + 7 طوابق محصنة بالجدار الحاجب ويقع في خروبة مستغانم.

يقع المبنى في منطقة زلزالية (المنطقة IIa) وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية المعمول بها (RPA 99 V 2003).

يتم تحديد حجم وحساب تقوية العناصر الهيكلية وغير الهيكلية من اللوائح الجزائرية السارية (RPA 99 V 2003) و B.A.E.L 91 ولأحمال الدائمة وأحمال التشغيل من DTR B.C.2.2 مشروعنا يتكون من خمسة أجزاء:

الجزء الأول هو وصف عام للمشروع مع عرض للخصائص (هندسية ، جيوتقنية ، تقنية) وانتهاء خصائص المواد وفرضية الحساب.

الجزء الثاني هو التحجيم المسبق للعناصر المقاومة ( أرضيات، الروافد، سلالم، الجدار الحاجب).

الجزء الثالث هو دراسة العناصر غير الهيكلية (رافدة، سلم، حواشي السطوح العلوية، شرفة، البلاطات الصماء أعلى الطابق السفلي )

الجزء الرابع مخصص للدراسة الديناميكية باستخدام برنامج التحليل الإنشائي **ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL (version 2014)** لنمذجة الهيكل.

الجزء الخامس هو دراسة العناصر الهيكلية للجدران والروافد حسب تحديد الالتماسات من التحليل الهيكلي للروبوت البرمجي.

الجزء الأخير هو أبعاد ودراسة البنية التحتية وفي النهاية استنتاج عام.

الكلمات الرئيسية: مبنى ، كتلة بار ، **ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL** ، B.A.E.L 91 ، DTR B.C.2.2 ، RPA 99 V 2003 ، المنطقة IIa ، التحجيم المسبق للعناصر المقاومة، دراسة العناصر غير الهيكلية، الدراسة الديناميكية، دراسة العناصر الهيكلية، دراسة البنية التحتية.

# Abstract

This project presents a technical study of a bar block building for commercial and residential use, consisting of a basement and ground floor + 7 floors braced by sails and located in Kharouba Mostaganem. The building is located in a seismic zone (zone IIa) according to the Algerian earthquake regulations in force (RPA 99 V 2003).

The sizing and the calculation of the reinforcement of the structural and non-structural elements are made from the Algerian parasismic regulations in force (RPA 99 V 2003) and the B.A.E.L 91 and for the permanent loads and operating loads from the DTR B.C.2.2 our project is composed of five parts:

The first part is a general description of the project with the presentation of the characteristics (geometric, geotechnical, technical) and the end of the characteristics of the materials and the calculation hypothesis.

The second part is the pre-sizing of the resistant elements (floors, beams, stairs, sails).

The third part is to study non-structural elements (beam, staircase, parapet, balcony, full slab floor high basement)

Fourth part is for dynamic study use ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL (2014 version) for structural modeling.

Fifth part is study of the structural elements the walls and the beams according to the determination of the solicitations from the software robot structural analysis.

The last part is the dimensioning and study of the infrastructure and at the end a general conclusion.

**Keywords:** building, bar block, ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL, B.A.E.L 91, DTR B.C.2.2, RPA 99 V 2003, zone Iia, pre-sizing of the resistant elements, study non-structural elements, dynamic study, study of the structural elements, study of the infrastructure.

# Sommaire :

Remerciments

Resumé

المخلص

Abstract

## CHAPITRE I: Présentation du projet

I.1 Présentation du projet .....	1
I.2 Caractéristiques géométriques du projet .....	1
I.3 Caractéristiques géotechniques.....	2
I.4 Caractéristiques techniques.....	2
I.4.1 Système du contreventement.....	2
I.4.2 Les planchers .....	2
I.4.3 Les escaliers .....	2
I.4.4 Maçonnerie .....	2
I.4.5 Murs extérieurs.....	2
I.4.6 Murs intérieurs.....	2
I.4.7 Revêtement.....	2
I.4.8 Isolation.....	3
I.4.9 Locale d'ascenseur .....	3
I.4.10 Acrotères.....	3
I.4.11 Les fondations.....	3
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux et hypothèses de calcul.....	3
I.5.1. Béton Armé .....	3
I.5.2 Béton .....	3
I.5.2.1 Composition du béton .....	3
I.5.2.2 Résistance du béton .....	3
I.5.2.3 Coefficient de poisson.....	4
I.5.2.4 Résistance à la traction .....	4
I.5.2.5 Contraintes limites de compression .....	5
I.5.2.6 La contrainte ultime de cisaillement.....	5
I.5.2.7 Module de déformation longitudinale du béton .....	6
I.5.3 Acier.....	6
I.5.3.1 Caractéristique de l'acier .....	6
I.5.3.2. Contraintes limites .....	7
I.5.4 Les combinaisons fondamentales .....	8

## CHAPITRE II : Pré dimensionnements des éléments résistants

II.1 Introduction.....	9
II.2 Pré dimensionnements des planchers.....	9
II.2.1 Plancher à corps creux.....	9
II.2.2 Détermination des dimensions des poutrelle.....	10
II.2.3 Plancher en dalle pleine .....	11
II.2.3.1 Haut sous-sol.....	11
II.2.3.2 Balcon.....	12

II.3 Pré dimensionnements des poutres.....	13
II.3.1 Les poutres principales .....	14
II.3.2 Les poutres secondaires.....	16
II.4 Pré-dimensionnement des voiles .....	19
II.4.1 Voiles étages courants.....	19
II.4.2 Voile périphérique.....	19
II.5 Pré-dimensionnement d'escalier .....	20
II.5.1 Etude d'un type d'escalier (à quatre volées) .....	20
II.6 Descente des charges .....	22

## **CHAPITRE III : Etude des éléments non structuraux**

III.1 Etude du Plancher à corps creux .....	30
III.1.1 Détermination des sollicitations .....	30
III.1.1.1 les moments fléchissant en travée .....	32
III.1.1.2 Calcul des moments fléchissant en travée.....	33
III.1.1.3 Calcul des moments fléchissant en appuis .....	33
III.1.1.4 Calcul des efforts tranchants .....	33
III.1.2 Ferrailage des poutrelles.....	37
III.1.2.1 Condition de non fragilité .....	37
III.1.2.3 Condition de non fragilité .....	38
III.1.2.4 Vérification de la flèche .....	40
III.1.2.5 Vérification de l'effort tranchant.....	43
III.1.2.6 Calcul des armatures transversales .....	43
III.1.2.7 Calcul de l'espacement des armatures transversales .....	44
III.1.3 Détermination les sollicitations.....	46
III.1.3.1 Les moments fléchissant en travée .....	46
III.1.3.2 Calcul des moments en travée.....	47
III.1.3.3 Calcul des moments en appuis.....	47
III.1.3.4 Calcul des efforts tranchants .....	47
III.1.4 Ferrailage des poutrelles.....	51
III.1.4.1 Condition de non fragilité .....	52
III.1.4.2 Condition de non fragilité .....	52
III.1.4.3 Vérification de la flèche .....	54
III.1.4.4 Vérification de l'effort tranchant.....	58
III.1.4.5 Calcul des armatures transversales .....	58
III.1.4.6 Calcul de l'espacement des armatures transversales .....	58
III.1.5 Ferrailage de la dalle de compression.....	59
III.1.5.1 Armature parallèle aux nervures.....	60
III.2 Plancher en dalle pleine: .....	61
III.2.1 Exemple de calcul .....	63
III.2.1.1 Calcul des moments.....	64
III.2.1.2 Calcul de l'enrobage .....	69
III.2.1.3 Ferrailage de la dalle pleine .....	69
III.2.1.3.1 Condition de non fragilité .....	70
III.2.1.3.2 Condition de non fragilité .....	71
III.2.1.3.4 Condition de non fragilité .....	72
III.2.1.3.5 Condition de non fragilité .....	73
III.2.1.3.6 Les efforts tranchant.....	75

III.2.1.3.7 Vérification de la flèche .....	75
III.3 Etude d'escalier .....	80
III.3.1 Types 1 .....	81
III.3.1.1 Ferrailage de l'escalier .....	83
III.3.1.1.1 Condition de non fragilité .....	84
III.3.1.1.2 L'espacement minimal des armatures.....	84
III.3.1.1.3 Les armatures de répartition .....	85
III.3.1.1.4 Condition de non fragilité .....	85
III.3.1.1.5 L'espacement minimal des armatures.....	85
III.3.1.1.6 Les armatures de répartition .....	86
III.3.1.2 Vérification de l'effort tranchant.....	86
III.3.2 Types 02.....	87
III.3.2.1 Calcul des réactions des appuis de vole 01 .....	87
III.3.2.2 Ferrailage de l'escalier .....	90
III.3.2.2.1 Condition de non fragilité .....	90
III.3.2.2.2 L'espacement minimal des armatures.....	90
III.3.2.2.3 Les armatures de répartition .....	91
III.3.2.2.4 Condition de non fragilité .....	91
III.3.2.2.5 L'espacement minimal des armatures.....	92
III.3.2.2.6 Les armatures de répartition .....	92
III.3.2.3 Vérification de l'effort tranchant.....	92
III.3.3. Type02 .....	93
III.3.3.1 Calcul des réactions des appuis de vole 01 .....	94
III.3.3.2 Ferrailage de l'escalier.....	95
III.3.3.2.1 Condition de non fragilité .....	96
III.3.3.2.2 L'espacement minimal des armatures.....	96
III.3.3.2.3 Les armatures de répartition .....	97
III.3.3.2.4 Condition de non fragilité .....	97
III.3.3.2.5 Les armatures de répartition .....	98
III.3.3.3Vérification de l'effort tranchant .....	98
III.4 Etude de balcon.....	101
III.4.1 Exemple de calcul.....	102
III.4.1.1 Calcul des moments fléchissant.....	102
III.4.1.2 Ferrailage de balcon .....	102
III.4.1.2.1 Calcul de l'enrobage .....	102
III.4.1.2.2 Condition de non fragilité .....	103
III.4.1.2.3 L'espacement des armatures .....	103
III.4.1.2.4 Les armatures de répartition .....	105
III.4.1.3 Vérification de l'effort tranchant .....	105
III.4.1.4 Vérification de la flèche.....	105
III.4.1.4 Calcul de contre poids.....	109
III.5 Etude de l'acrotère .....	112
III.5.1 Détermination des sollicitations .....	112
III.5.2 Vérification de l'effort dû au séisme .....	113
III.5.3 Calcul des sollicitations .....	113
III.5.4 Ferrailage de l'acrotère .....	113
III.5.4.1 L'excentricité totale de calcul .....	114
III.5.4.2 Condition non fragilité .....	114
III.5.4.3 Armature de répartition.....	115



III.5.4.4 L'espacement des armatures.....	115
III.5.4.5 Détermination des contraintes.....	115
III.5.4.6 Calcul des contraintes .....	116
III.5.5 Vérification des contraintes de cisaillement.....	117

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction.....	118
IV.2 Les méthodes du calcul .....	118
IV.3 Présentation du logiciel .....	121
IV.4.2 Nombre de mode à considérer .....	125
IV.5 Vérification risque de torsion (RPA Art 4.3.7) .....	126
IV.6 Calcul la force sismique a la base .....	127
IV.6.1 Facteur de qualité .....	127
IV.6.2 Poids total de la structure .....	128
IV.6.3 Facteur de correction d'amortissement .....	128
IV.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen.....	128
IV.6.5 Vérification la force sismique a la base .....	129
IV.7 Vérification le renversement .....	130
IV.8 Justification vis à vis des déformations .....	131
IV.7 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	132
IV.8 Vérification de la rigidité de la structure .....	133

## CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1 Ferrailage des poutres.....	136
V.1.1 Détermination des sollicitations des poutres.....	137
V.1.2 Exemple de calcul.....	137
V.1.2.1 Vérification à l'ELS .....	138
V.1.2.2 Vérification à l'ELS.....	139
V.1.2.3 Calcul des armatures minimales.....	140
V.1.2.4 Vérification de l'effort tranchant .....	141
V.1.2.5 calcul des armatures transversales .....	141
V.1.2.5.1 Calcul de l'espacement des armatures transversales .....	141
V.1.2.6 Vérification de la contrainte de compression (bielle) .....	143
V.1.2.7 Vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures .....	143
V.1.2.8 Vérification de l'effort tranchant.....	144
V.2 Etude des voiles du contreventement.....	152
V.2.1 Introduction .....	152
V.2.2 Ferrailage des voiles.....	152
V.2.3.1 Procédure de ferrailage.....	153
V.2.3.2 Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003 .....	154
V.2.3.3 Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003.....	154
V.2.3.4 Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003 .....	154
V.2.4 Exemple de calcul.....	155
V.2.4.1 Les caractéristiques géométriques du voile .....	156
V.2.4.2 Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile .....	156
V.2.4.2.1 Calcul les contraintes .....	156

V.2.4.2.2 Calcul de la contrainte moyenne.....	157
V.2.4.2.3 Détermination la contrainte moyenne de la bande $d_1$ .....	157
V.2.4.2.4 L'effort normal appliqué sur la bande $d_1$ .....	157
V.2.4.2.5 Calcul de l'effort limite ultime .....	157
V.2.4.3 Calcul du ferrailage .....	158
V.2.4.3.1 Ferrailage verticale.....	158
V.2.4.3.2 Calcul des contraintes .....	158
V.2.4.3.3 Calcul de la longueur de la zone tendue.....	158
V.2.4.3.4 Détermination de la contrainte moyenne dans la zone d'about.....	159
V.2.4.3.5 Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about.....	159
V.2.4.3.6 Calcul des armatures verticales .....	159
V.2.4.3.7 Calcul des armatures de couture .....	159
V.2.4.3.8 Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande .....	160
V.2.4.3.9 Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande.....	160
V.2.4.3.10 Calcul des armatures verticales .....	160
V.2.4.3.11 Calcul des armatures de couture.....	160
V.2.4.3.12 Armatures minimal RPA.....	160
V.2.4.3.13 Armatures courantes .....	160
V.2.4.3.14 Calcul des contraintes .....	161
V.2.4.3.15 Calcul de la longueur de la zone tendue .....	161
V.2.4.3.16 Détermination de la contrainte moyenne dans la zone d'about.....	161
V.2.4.3.17 Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about.....	162
V.2.4.3.18 Calcul des armatures verticales.....	162
V.2.4.3.19 Calcul des armatures de couture.....	162
V.2.4.3.20 Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande .....	162
V.2.4.3.21 Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande.....	162
V.2.4.3.22 Calcul des armatures verticales.....	162
V.2.4.3.23 Calcul des armatures de couture.....	162
V.2.4.3.24 Armatures minimales RPA .....	163
V.2.4.3.25 Armatures courantes .....	163
V.2.4.3.26 Espacement des armatures verticales .....	163
V.2.4.3.27 Choix d'armature .....	163
V.2.4.3.28 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	163
V.2.4.3.29 Ferrailage horizontale.....	164
V.2.5 Vérification de la contrainte de cisaillement .....	165
V.2.6 Vérification de la contrainte de compression à l'ELS .....	166
V.2.6.1 Calcul des contraintes .....	166
V.2.6.2 Contrainte de compression à l'ELS .....	166
V.2.7 Ferrailage du voile avec ouverture .....	173
V.2.7.1 Ferrailage du linteau.....	176
V.2.7.1.1 D'après le ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL on détermine les moments et L'efforts tranchants max du linteau .....	176
V.2.7.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement .....	177
V.2.7.1.3 Calcul du ferrailage .....	177
V.2.7.1.4 Armatures en diagonales .....	178

V.2.7.1.2.5 Armatures transversales.....	178
V.2.7.2 Ferrailage du linteau .....	180
V.2.7.2.1 L'effort tranchant max du linteau.....	180
V.2.7.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement .....	180
V.2.7.2.3 Calcul le ferrailage.....	181
V.2.7.2.4 Armatures en diagonales .....	181
V.2.7.2.5 Vérification de l'espacement.....	182
V.2.7.2.6 Armature de peau (section courante) .....	182
V.2.7.3 Ferrailage du trumeau .....	184
V.2.7.3.1 Choix d'armature .....	185
V.3 Etude du voile périphérique.....	186
V.3.1 Détermination les sollicitations.....	186
V.3.2 Calcul de la poussée des terres .....	187
V.3.3 Calcul des contraintes .....	188
V.3.4 Les combinaisons fondamentales .....	188
V.3.5 Calcul des sollicitations.....	189
V.3.5 Calcul des moments.....	189
V.3.7 Calcul de l'enrobage .....	193
V.3.8 Ferrailage de la dalle pleine .....	193
V.3.8.1 Condition de non fragilité .....	194
V.3.8.2 Condition exigée par le RPA99/2003 .....	194
V.3.8.3 Condition de non fragilité.....	195
V.3.8.4 Condition exigée par le RPA99/2003 .....	195
V.3.8.5 Condition de non fragilité.....	196
V.3.8.6 Condition exigée par le RPA99/2003 .....	196
V.3.8.7 Condition de non fragilité.....	197
V.3.8.8 Condition exigée par le RPA99/2003 .....	197

## **CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure**

IV.1 Etude de l'infrastructure .....	200
VI.1.1 Introduction.....	200
VI.1.2 Les différents types des fondations.....	200
VI.1.3 Les combinaisons d'action .....	200
VI.1.4 Dimensionnement des semelles .....	200
VI.1.4.1 Calcul de la surface totale des semelles.....	201
VI.1.5 Etude du radier général .....	202
VI.1.5.1 Dimensionnement du radier.....	203
VI.1.5.2 Vérification du soulèvement.....	208
VI.1.5.3 Modélisation du radier .....	210
VI.1.5.4 Vérification de la contrainte à l'état limite de service .....	211
VI.1.5.5 Vérification de la contrainte à l'état limite ultime.....	212
VI.1.5.6 Ferrailage du radier .....	213
VI.1.5.6.1 Ferrailage de la dalle .....	213
VI.1.5.6.2 Exemple de calcul.....	213
VI.1.5.6.3 Calcul de l'enrobage .....	218
VI.1.5.6.4 Les sections du ferrailage .....	219
VI.1.5.6.5 Ferrailage de débordement.....	229
VI.1.5.6.5.1 Calcul du moment fléchissant.....	229

VI.1.5.6.5.2 Calcul du ferrailage .....	229
VI.1.5.6.6 Vérification de l'effort tranchant.....	231
VI.1.5.6.7 Vérification de la contrainte de compression (bielle) .....	232
VI.1.5.7 Calcul des poutres de redressement.....	233
VI.1.5.7.1 Les dimensions des nervures .....	234
VI.1.5.7.2 Calcul du ferrailage .....	234
VI.1.5.7.3 Vérification de l'effort tranchant.....	241
VI.1.5.7.4 Vérification la contrainte de compression (bielle) .....	242
VI.1.5.7.5 Vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal inférieures .....	242
VI.1.5.7.6 Calcul des armatures transversales .....	243
VI.1.5.7.7 Calcul l'espacement des armatures transversales .....	243
VI.1.5.7.8 Vérification de l'effort tranchant.....	250
VI.1.5.7.9 Vérification la contrainte de compression (bielle) .....	251
VI.1.5.7.10 Vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal supérieur .....	252
VI.1.5.7.11 Calcul des armatures transversales .....	252
VI.1.5.7.12 Calcul de l'espacement des armatures transversales .....	253
Conclusion .....	259
Bibliographie.....	260
Les plans d'architecture.....	262

# Liste des figures :

## CHAPITRE I

Figure I.1 : vu en satellite d'endroit du projet.....	1
Figure I.5.1 : Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots).....	4
Figure I.5.2 : Diagramme parabole-rectangle (béton) .....	5
Figure I.5.3 : Diagramme de la déformation d'acier.....	7

## CHAPITRE II

Figure II.2.1 : coupe transversale de plancher à corps creux .....	9
Figure II.2.2 : nervure de plancher à corps creux .....	10
Figure II.2.3 : Plancher en dalle pleine .....	11
Figure II.3.1 : coupe transversale d'une poutre non armée .....	13
Figure II.3.2 : vue en plan des poutres principales et secondaires .....	18
Figure II.4.1 : coupe d'un voile .....	19
Figure II.5.1 : schéma d'un escalier .....	20

## CHAPITRE III

Figure III.1.1: schéma statique de la travée type 01 .....	30
Figure III.1.2: schéma statique de la travée type 02 .....	31
Figure III.1.3: schéma statique de la travée type 01 .....	31
Figure III.1.4: schéma statique de la travée type 02 .....	34
Figure III.1.5: Diagramme des moments fléchissants en ELU.....	35
Figure III.1.6: Diagramme des efforts tranchants .....	35
Figure III.1.7: Diagramme des moments fléchissants en ELS.....	36
Figure III.1.8: schéma statique de la poutrelle.....	37
Figure III.1.9: Schéma du ferrailage de la poutrelle (étage courant) .....	45
Figure III.1.10: schéma statique de travée type 01 .....	45
Figure III.1.11: schéma statique de travée type 02 .....	48
Figure III.1.12 Diagramme des moments fléchissants en ELU .....	49
Figure III.1.13 Diagramme des efforts tranchants en ELU .....	49
Figure III.1.14 Diagramme des moments fléchissants en ELS .....	50
Figure III.1.15: schéma statique de la poutrelle .....	51
Figure III.1.16 schéma de ferrailage de la poutrelle (terrasse).....	59
Figure III.1.17: schéma ferrailage de la dalle de compression .....	60
Figure III.2.1: vue en plan des panneaux.....	61
Figure III.2.2: schéma des panneaux.....	63
Figure III.2.3: schéma statique du panneau .....	63
Figure III.2.4: Schéma statique des panneaux.....	67
Figure III.2.5: Les différents panneaux de dalle (panneau continu et panneau de rive).....	67
Figure III.2.6 : l'enrobage.....	69
Figure III.2.7: schéma de ferrailage de la dalle pleine (Haut sous sol).....	79

Figure III.3.1: vue en plan d'escalier (Etage courant) .....	80
Figure III.3.2: schéma statique de la volée type 01 .....	80
Figure III.3.3: schéma statique de la volée type 02 .....	81
Figure III.3.4 : Diagramme de moments fléchissants en ELU.....	82
Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants en ELU.....	82
Figure III.3.6 : Diagramme de moments fléchissants en ELS .....	83
Figure III.3.7 : Diagramme de moments fléchissants en ELU.....	88
Figure III.3.8 : Diagramme des efforts tranchants en ELU.....	88
Figure III.3.5 : Diagramme de moments fléchissants en ELS.....	89
Figure III.3.10 : Diagramme de moments fléchissants en ELU.....	94
Figure III.3.11 : Diagramme des efforts tranchants en ELU .....	94
Figure III.3.12 : Diagramme de moments fléchissants en ELS.....	95
Figure III.3.13: schéma ferrailage de la volée 02 .....	99
Figure III.3.14: schéma ferrailage de la volée 04 .....	100
Figure III.3.15: schéma ferrailage vole des volées .....	100
Figure III.4.1: schéma statique du balcon type 01.....	101
Figure III.4.2: schéma statique du balcon type 02 .....	101
Figure III.4.3: schéma statique du balcon type 03.....	101
Figure III.4.4: schéma statique due balcon type 04.....	102
Figure III.4.5: schéma statique du balcon type 01.....	102
Figure III.4.6: schéma statique de contre poids.....	109
Figure III.4.7: balcon type 01 .....	110
Figure III.4.8: balcon type 02 .....	110
Figure III.4.9: balcon type 03 .....	111
Figure III.4.10: balcon type 04 .....	111
Figure III.5.1 Schéma statique de l'acrotère .....	112
Figure III.5.2 Coupe transversale de l'acrotère.....	112
Figure III.5.3: schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible) .....	117

## CHAPITRE IV

Figure IV.3.1: vue de structure en 3D.....	122
Figure IV.3.2: disposition des voiles de contreventement et les voiles périphérique.....	123
Figure IV.3.3: disposition des voiles de contreventement .....	123

## CHAPITRE V

Figure V.1 Les schémas de ferrailages des poutres principales.....	147
Figure V.2 : Les schémas de ferrailages des poutres secondaires.....	149
Figure V.3: dimensions de cadre et de l'étrier de la poutre (30×55) .....	151
Figure V.4: dimensions de cadre et de l'étrier de la poutre (30×40) .....	151
Figure V.5: dimensions de cadre et de l'étrier de la poutre (30×30) .....	151
Figure V.2.1: les moments et les efforts normaux et de cisaillement appliqués sur les voiles .....	152
Figure V.2.1: vue en 2D avec logiciel robot analysis structural.....	155
Figure V.2.2: Coupe horizontale du ferrailage des voiles sens X-X type (1; 2; 3; 4)...	171
Figure V.2.3: Coupe horizontale du ferrailage des voiles sens Y-Y type (1; 2).....	171

Figure V.2.4: Coupe horizontale du ferrailage des voiles sens Y-Y type (3; 4).....	172
Figure V.2.5: Coupe horizontale du ferrailage des voiles sens Y-Y type (5; 6).....	172
Figure V.2.13.1: vue en 3D avec robot analysis structural du voile avec ouverture voile.....	173
Figure V.2.13.2: schéma statique du calcul des moments et l'effort tranchant.....	175
Figure V.2.13.3: ferrailage des armatures diagonales .....	176
Figure V.2.13.4: linteau de sous sol.....	176
Figure V.2.13.5: Coupe transversale de ferrailage du linteau sous-sol.....	179
Figure V.2.13.6: linteau d'étage courant.....	180
Figure V.2.13.7: Coupe transversale de ferrailage du linteau étage courant.....	183
Figure V.2.13.8: la partie trumeau.....	184
Figure V.2.13.9: Coupe horizontale de ferrailage du trumeau .....	185
Figure V.3.1: les voiles périphériques (sous sol) .....	186
Figure V.3.2: schéma du panneau de dalle .....	188
Figure V.3.3: coupe transversale du ferrailage voile périphérique.....	199

## CHAPITRE VI

Figure VI.1.5.1: radier général.....	203
Figure VI.1.5.2: dimension de la .....	205
Figure VI.1.5.3: modélisation du radier nervuré .....	210
Figure VI.1.5.4: cartographie des contraintes du sol de radier nervuré .....	211
Figure VI.1.5.5: cartographie des contraintes du sol de radier nervuré .....	212
Figure VI.1.5.6: schéma statique du mode d'encastrement du panneau .....	213
Figure VI.1.5.7: schéma statique de débordement.....	229
Figure VI.1.5.8: diagramme des moments fléchissant en travées et en appuis (poutre principale) .....	233
Figure VI.1.5.9: schéma de ferrailage du la poutre principale en travée.....	254
Figure VI.1.5.10: schéma de ferrailage du la poutre principale en appuis .....	255
Figure VI.1.5.11: schéma de ferrailage du la poutre secondaire en travée .....	256
Figure VI.1.5.12: schéma de ferrailage du la poutre secondaire en appuis.....	257
Figure VI.1.5.13:schema de ferrailage de radier nervuré.....	258

# Liste des tableaux:

## CHAPITRE I

## CHAPITRE II

II.6.1 tableau des charges permanentes des murs extérieurs.....	22
II.6.2 tableau des charges permanentes des murs intérieurs .....	23
II.6.3 tableau des charges permanentes appliquées sur le plancher d'étage courant. ....	23
II.6.4 tableau des charges permanentes appliquées sur le plancher de la terrasse ...	24
II.6.5 tableau des charges permanentes appliquées sur le plancher en dalle pleine (haut sous-sol).....	25
II.6.6 tableau des charges permanentes appliquées sur la dalle pleine du balcon .....	26
II.6.7 tableau des charges permanentes appliquées sur la paillasse: vole 01 et 03 .....	27
II.6.8 tableau des charges permanentes appliquées sur la paillasse: vole 02 et 04 ...	28
II.6.9 tableau des charges permanentes appliquées sur le palier.....	28

## CHAPITRE III

III.1.1 Tableau récapitulatif des moments fléchissants et les efforts tranchants.....	35
III.1.2 Tableau récapitulatif des moments fléchissants .....	36
III.1.3 Tableau récapitulatif des valeurs des efforts et les moments fléchissant maximums.....	36
III.1.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissants et les efforts tranchants .....	50
III.1.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissants .....	50
III.1.6 Tableau récapitulatif des valeurs des efforts et les moments fléchissants maximums.....	51
III.2.1 Tableau recapitulatif des valeurs de $\mu_y$ , $\mu_x$ en ELU et ELS .....	64
III.2.2 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants .....	66
III.2.3 Tableau récapitulatif des moments fléchissant en ELU.....	68
III.2.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissants en ELS .....	68
III.2.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissants maximum ELU .....	69
III.2.6 Tableau récapitulatif des moments fléchissants maximum ELS .....	69
III.2.7 Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle plein.....	74
III.3.1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants en ELU .....	83
III.3.2 Tableau récapitulatif des moments fléchissants en ELS .....	83
III.3.3 Tableau récapitulatif de choix des armatures et les espacements .....	87
III.3.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants en ELU .....	89
III.3.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissants en ELS .....	89
III.3.6 Tableau récapitulatif de choix des armatures et les espacements .....	93
III.3.7 Tableau récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants en ELU .....	95
III.3.8 Tableau récapitulatif des moments fléchissants en ELS .....	95
III.3.9 Tableau récapitulatif de choix des armatures et les espacements .....	99
III.4.1 Tableau récapitulatif de ferrailage des balcons.....	109



## CHAPITRE IV

IV.1.1 Tableau de coefficient d'accélération de zone .....	120
IV.1.2 tabelau de période caractéristique, associée à la catégorie du site .....	120
IV. 3.1 tabelau de résultat d'analyse modale .....	124
IV.6.1 : tableau de facteur de correction d'amortissement .....	128

## CHAPITRE V

V.1.1 tableau des sollicitations des poutres .....	137
V.1.2 Tableau récapitulatif de vérification des efforts tranchant en ELU.....	144
V.1.3 Tableau récapitulatif de vérification des efforts tranchant en ACC.....	145
V.1.4 Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieur .....	145
V.1.5 Tableaux récapitulatif de choix d'armatures .....	146
V.2.1 Tableau récapitulatif des contraintes gauche et droit et les longueurs des zones tendues .....	156
V.2.2 Tableau recapulatif de vérification de cisaillement sens X-X.....	165
V.2.3 Tableau recapulatif de vérification de cisaillement sens Y-Y.....	166
V2.4 Tableau récapitulatif de vérification des contraintes de compression à ELS sens X-X .....	167
V2.5 Tableau récapitulatif de vérification des contraintes de compression à ELS sens Y-Y .....	167
V.2.6 Tableaux récapitulatif de ferrailage des voiles les plus sollicités .....	168
V.2.7 Tableaux récapitulatif de choix d'armature.....	170
V.2.7.1 Tableaux récapitulatifs de ferrailage de voile le plus sollicité.....	184
V.3.1 Tableau recapilatif des valeurs de $\mu_Y$ , $\mu_X$ en ELU et ELS .....	189
V.3.2 Tableau récapitulatif des moments en travées et en appuis .....	190
V.3.3 Tableau récapitulatif des moments fléchissants .....	191
V.3.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissant a ELU .....	192
V.3.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissant a ELS.....	192
V.3.6 Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum a ELU.....	193
V.3.7 Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum ELS.....	193

## CHAPITRE VI

VI.1.5.1 Tableau recapitulatif des dimmesnions des poutres principales et secondaires .....	206
VI.1.5.2 Tableau recapilatif des valeurs de $\mu_Y$ , $\mu_X$ en ELU .....	214
VI.1.5.3 Tableau recapilatif des valeurs de $\mu_Y$ , $\mu_X$ en ELU et ELS .....	214
VI.1.5.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchant.....	216
VI.1.5.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissant en ELU .....	217
VI.1.5.6 Tableau récapitulatif des moments fléchissant en ELS.....	217
VI.1.5.7 Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum ELU .....	218
VI.1.5.8 Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum ELS .....	218
VI.1.5.9 tableau récapitulatif des sollicitations des poutres .....	233
VI.1.5.10 Tableau recapitulatif des dimmesnions des poutres principales et secondaires .....	234

## **Introduction générale :**

Le séisme ou tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur; celle-ci est due à l'accumulation d'une grande énergie qui se libère, créant des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

Les séismes peuvent avoir des conséquences sur la vie humaine, l'économie et l'environnement.

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier tant par ses effets directs (chutes d'objets effondrements de bâtiment) que par les phénomènes induit (mouvements de terrain, tsunami, ect) donc il ya un seul moyen de protéger de ce danger naturel est de construire des bâtiments qui supportent les vibrations terrestres sans s'effondrer la technique est maitrisée.

A ce effet l'Algérie a réalisé un règlement parasismique qui nous parmi d'éviter les dégâts de séisme et la protection des vies humaines en le respectant.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment RDC+ 7 étages à usage multiple contreventé par des voiles porteurs et implanté à Kharrouba Mostaganem classée dans une zone sismique (**zone IIa**).

# CHAPITRE I

---

## Présentation du projet

# *CHAPITRE I*

## *Présentation du projet*

# CHAPITRE I

## Présentation du projet

### I.1 Présentation du projet:

Notre projet c'est 84 logements promotionnels + 24 locaux commerciaux + 8 service, on a pris un bloc barre à étudier à usage commerciale et d'habitation, composé d'un sous – sol et Rez de chaussée + 7 étages contreventé par des voiles porteurs et implanté à Kharouba Mostaganem.

Le bâtiment est implanté dans une zone sismique (**zone IIa**) selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA 99 V 2003**).



Figure I.1 : vu en satellite d'endroit du projet

### I.2 Caractéristiques géométriques du projet:

Caractéristiques géométriques du projet	
Longueur en plan	18,97 m
Largeur en plan	10,11 m
Hauteur du RDC	3,40 m
Hauteur étage courant	3,40 m
Hauteur sous - sol	2,90 m
Hauteur totale	30,1 m

# CHAPITRE I

## Présentation du projet

### **I.3 Caractéristiques géotechniques:**

- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 3** le site est considéré comme **site meuble (S3)**
- Contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2$  bars .
- Poids volumique du sol :  $\gamma = 18$  KN/m<sup>2</sup>

### **I.4 Caractéristiques techniques:**

#### **I.4.1 Système du contreventement :**

Notre système de construction est un système voiles porteurs, la raison est que les voiles outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. En reprenant la plus grande partie de l'effort sismique ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité, par rapport à d'autres éléments des structures, les voiles jouent d'autres rôles :

- Augmenter la rigidité de l'ouvrage ;
- Diminuer l'influence des phénomènes du second ordre et éloigner la possibilité d'instabilité ;
- Diminuer les dégâts des éléments non porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs et
- Rendre le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

#### **I.4.2 Les planchers :**

Les types de planchers adoptés sont un plancher semi-préfabriqué (poutrelles+corps creux +dalle de compression) pour l'étage courant et la terrasse et un plancher en dalle pleine pour le plancher haut du sous-sol.

#### **I.4.3 Les escaliers :**

Dans notre projet nous avons un seul type d'escalier à quatre volés et quatre paliers du repos encastres dans les voiles.

#### **I.4.4 Maçonnerie :**

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types :

#### **I.4.5 Murs extérieurs :**

- Brique creuse 10 cm.
- L'âme d'aire 5 cm.
- Brique creuse 10 cm.

#### **I.4.6 Murs intérieurs :**

- Brique creuse 10 cm.

#### **I.4.7 Revêtement:**

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons ;
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs ;
- Revêtement en carrelage pour les planchers ;
- Le plancher de terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche.

# CHAPITRE I

## Présentation du projet

### I.4.8 Isolation:

Isolation en polystyrène pour les plancher terrasse.

Isolation thermique par vide d'air pour les murs extérieurs.

### I.4.9 Locale d'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

### I.4.10 Acrotères :

La terrasse étant non accessible le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton arme d'une hauteur 0,6 m.

### I.4.11 Les fondations:

La transmission des charges par la superstructure au sol est assurée par un radier général.

## I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux et hypothèses de calcul:

### I.5.1. Béton Armé :

- La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.
- Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

### I.5.2 Béton :

#### I.5.2.1 Composition du béton :

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés "granulats" (sables et graviers) avec du ciment et de l'eau. Grâce à réaction du ciment, le mélange ainsi obtenu, appelé "béton frais", commence à durcir après quelques heures et acquiert de la résistance progressivement.

#### I.5.2.2 Résistance du béton:

D'après le (C.B.A 93, A2.1.1.1) :

Pour l'établissement des projets dans les cas courant un béton est défini par une valeur de sa résistance de la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifique) celle-ci notée  $f_{c28}$  est choisie a priori compte tenu des possibilités locale et des règles de control qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque des sollicitation s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur a 28 on se réfère a la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considère.

On peut admettre que pou  $j < 28$  résistances  $f_{cj}$  des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivant :

# CHAPITRE I

## Présentation du projet

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

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

Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  (béton à usage courant) pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

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

Avec :  $j \leq 28$  jours

Poids volumique du béton :  $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

### I.5.2.3 Coefficient de poisson:

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

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

Avec :

- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C** : compression simple ou composée.

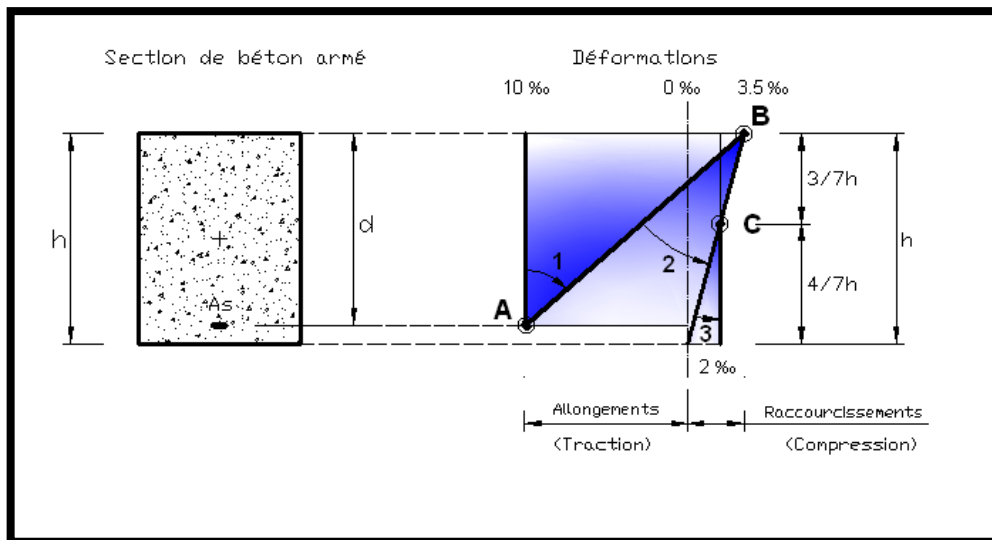


Figure I.5.1 : Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots)

### I.5.2.4 Résistance à la traction (C.B.A 93, A.2.1.1.2):

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06.(25) \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

# CHAPITRE I

## Présentation du projet

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

### I.5.2.5 Contraintes limites de compression :

La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{(C.B.A 93, A.4.3.4.1)}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2$  MPa (situations durables et transitoires)
- $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,5$  MPa (situations accidentelles)

La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par :

1.  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$  (C.B.A 93, A.4.5.2) /  $f_{c28} = 25$  MPa →  $\bar{\sigma}_{bc} = 15$  Mpa

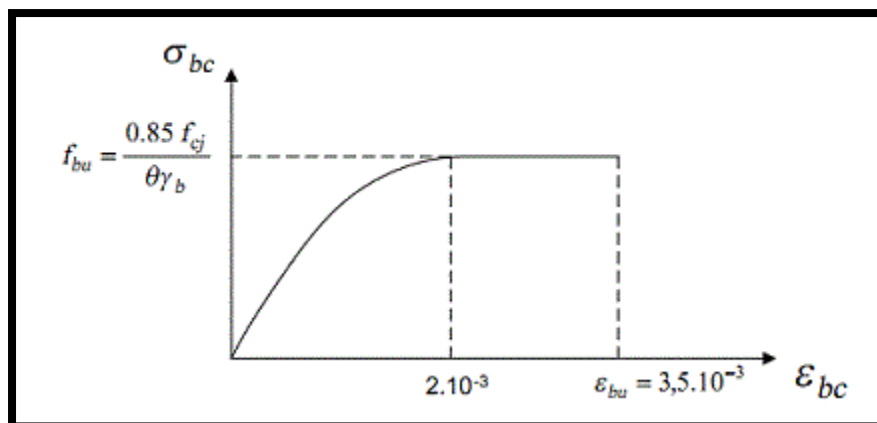


Figure I.5.2 : Diagramme parabole-rectangle (béton).

### I.5.2.6 La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1) :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration non préjudiciable (peu nuisible)

- $\tau_U = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33$  Mpa



# CHAPITRE I

## Présentation du projet

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

- $\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{MPa}$

### I.5.2.7 Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.):

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

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

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

**-Le module de déformation longitudinale différée :**

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

### I.5.3 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone et

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa. (C.B.A 93, A.2.2.1.)}$$

### I.5.3.1 Caractéristique de l'acier :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $F_e$  sont données par le tableau suivant :

Types	Désignation	Limite élastique $f_e$ (Mpa)
Ronds lisse	FeE235	235
	FeE215	215
Barre HA	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis soudés lisse	TSL	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance

FeE400 → (limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{MPa}$ )

FeE235 → (limite d'élasticité  $f_e = 235 \text{MPa}$ )

TSL → (limite d'élasticité  $f_e = 500 \text{MPa}$ )

# CHAPITRE I

## Présentation du projet

### I.5.3.2. Contraintes limites :

#### 1. Etat limite ultime (ELU):

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L \Rightarrow (\text{C. B. A 93 A. 2. 2. 2}).$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_L$$

**Avec :**

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie.

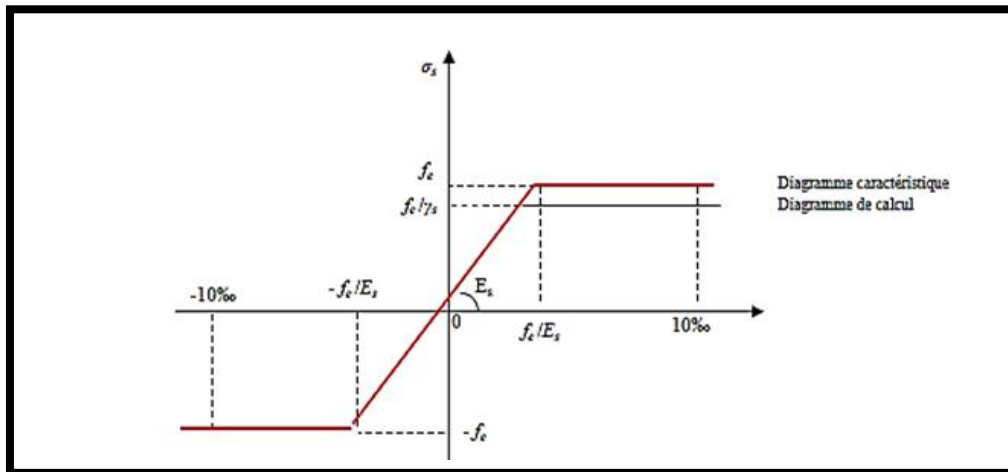


Figure I.5.3 : Diagramme de la déformation d'acier

Le diagramme de déformation des contraintes du calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport  $\frac{1}{\gamma_s}$ .

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

**Avec :**  $\sigma_s$  limite élastique de l'acier utilisé :

$$\text{D'où l'on aura : } \begin{cases} \bullet \sigma_s = 348 \text{ Mpa} & \text{situation normale.} \\ \bullet \sigma_s = 400 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

#### 2. État limite de service (E.L.S):

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

## CHAPITRE I

### Présentation du projet

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{cases}$$

**Fissuration préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s \leq \min \left( \left( \frac{2}{3} \cdot f_e \right) ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

**Donc** :  $\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa}$   
 $\bar{\sigma}_s \leq 156,66 \text{ MPa}$  (**Ronds lisses**) avec  $f_e = 235 \text{ MPa}$ .

**Fissuration très préjudiciable** :  $\bar{\sigma}_s \leq \min \left( (0,5 \cdot f_e) ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

**Donc** :  $\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa}$   
 $\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa}$  (**Ronds lisses**) avec  $f_e = 235 \text{ MPa}$

**Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est requise pour les aciers.

#### I.5.4 Les combinaisons fondamentales :

##### 1. Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante:

$$1,35 G + 1,5$$

##### 2. Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

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

**Avec :**

**G** : charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation.

**E** : effort de séisme.

## CHAPITRE II

---

Pré dimensionnement des éléments résistants

## ***CHAPITRE II***

***Pré dimensionnement des  
éléments résistants***

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

#### II.1 Introduction:

Le pré-dimensionnement permet la détermination des dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93 (Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93).

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

#### II.2 Pré dimensionnements des planchers :

##### • Les planchers :

Un plancher est un élément porteur horizontal qui délimite sur la verticale l'espace occupé par une construction (séparation d'étages). Parmi les principales fonctions que rempli un plancher, on peut citer :

- Support des charges verticales (permanentes et d'exploitation) ;
- Transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- Liaison des éléments structuraux verticaux ce qui contribue à une amélioration de leur stabilité et rigidité globales et
- Ecran isolant entre les étages : acoustique et thermique.

Les planchers sont constitués de dalle, de poutres et poutrelles dont la combinaison peut résulter en différents types de planchers, tels que: plancher dalles pleine, plancher nervuré, balcon.

##### II.2.1 Plancher à corps creux:

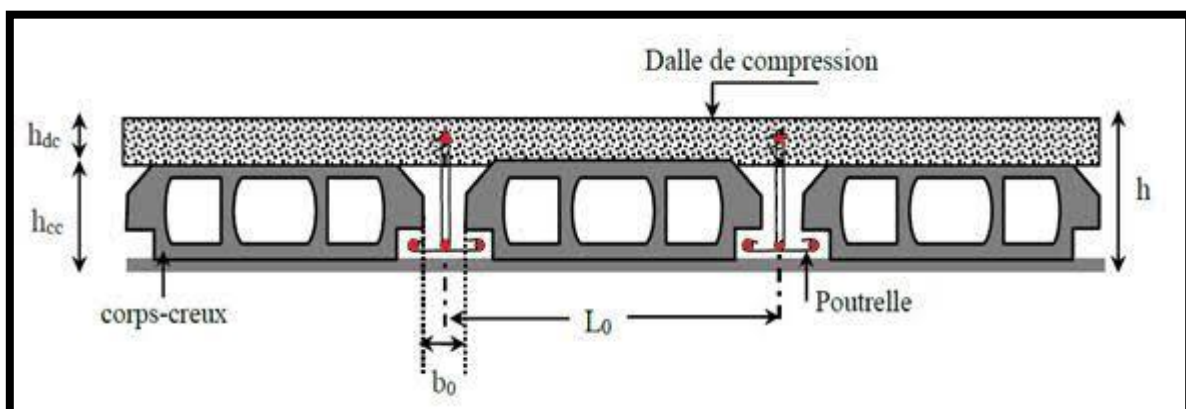


Figure II.2.1 : coupe transversale de plancher à corps creux

##### • Détermination de l'épaisseur:

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

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

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

**L** : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

**On a** :  $L = 5,2\text{m} \Rightarrow 20,8\text{cm} \leq h_t \leq 26\text{cm}$   
 $\Rightarrow$  **On prend** :  $h = 24\text{ cm} = (20+4)\text{ cm}$

**Avec** :

$H_{dc} = 4\text{ cm}$  Épaisseur de la table de compression.  
 $H_{cc} = 20\text{ cm}$  Épaisseur du corps creux.

#### II.2.2 Détermination des dimensions des poutrelles:

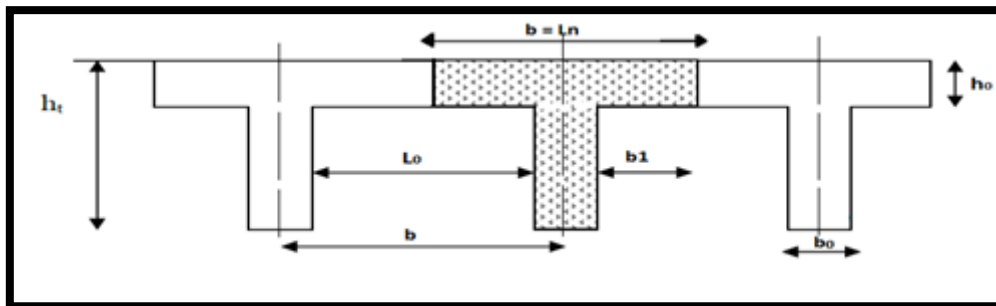


Figure II.2.2 : nervure de plancher à corps creux

La longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de  $b_1$  :

**On a** :  $L = 520\text{ cm}$

$$b_1 \leq \frac{(L_n - b_0)}{2} = \frac{(60 - 12)}{2} = 24\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{520}{10} = 52\text{ cm}$$

$$b_1 \leq (6 \div 8) \cdot h_0 = (30 \div 40)\text{ cm}$$

**Donc** :  $b_1 = 24\text{ cm}$

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

**Avec** :

$L_n$  : la distance entre axes de nervures

$L$  : La portée entre nus d'appuis

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

$h_0$ : La hauteur de la nervure

$b_0$ : Epaisseur de la nervure.

$b_0 : (0.3/0.4)h_t$  et elle est généralement prise a  $b_0 = 12 \text{ cm}$

#### II.2.3 Plancher en dalle pleine:

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

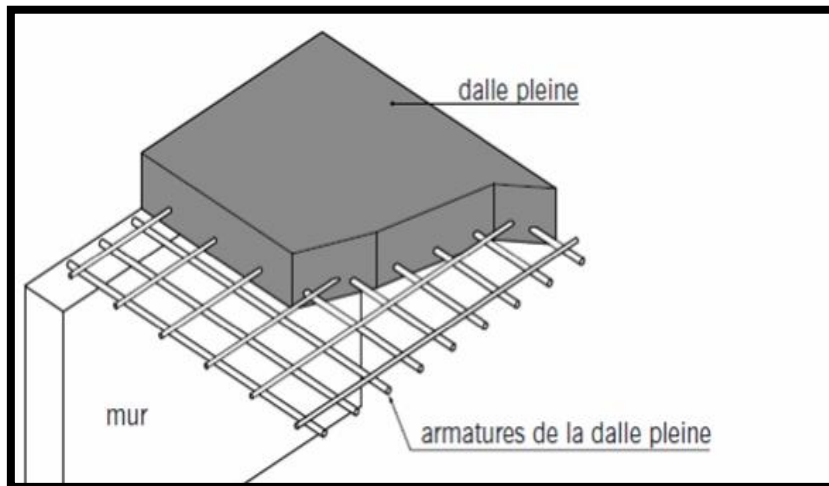


Figure II.2.3 : Plancher en dalle pleine

##### II.2.3.1 Haut sous-sol:

###### ➤ Détermination l'épaisseur:

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivant :

- Sécurité vis-à-vis de l'incendie :

$h_d \leq 7 \text{ cm}$  pour 1 heure de coupe feu

$h_d \leq 11 \text{ cm}$  pour 2heure de coupe feu

- Condition d'isolation phonique :

$h_d \geq 16 \text{ cm}$

D'après la condition de résistance a la flexion: (B.A.E.L 91)

Cas d'une dalle qui porte suivant un seule sens:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

La charge doit être uniformément répartie :

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

Cas d'une dalle qui porte suivant un deux sens:

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

La charge est uniformément répartie :

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

Dans notre cas on prend le panneau le plus grand :

$$L_x = 5,49 - 0,30 = 5,19\text{m}$$

$$L_y = 6,47 - 0,30 = 6,17\text{m}$$

La dalle porte suivant deux sens :

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

$$0,4 \leq \frac{5,19}{6,17} \leq 1$$

$$0,4 \leq 0,84 \leq 1$$

• **L'épaisseur de la dalle :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{519}{50} \leq e_p \leq \frac{519}{40} \rightarrow 10,38\text{cm} \leq e_p \leq 12,975\text{ cm}$$

✓ **On prend :**  $e_p = 15\text{cm}$ .

#### II.2.3.2 Balcon:

➤ **Détermination l'épaisseur:**

Il y'a 4 types de balcon, on prend le type avec les grandes portées :

Cas d'une dalle qui porte suivant un deux sens:



## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

La charge est uniformément répartie :

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

On a :

$$L_x = 1,60 \text{ m}$$

$$L_y = 3,2 \text{ m}$$

La dalle porte suivant deux sens :

$$\begin{aligned} 0,4 &\leq \rho \leq 1 \\ 0,4 &\leq 0,5 \leq 1 \end{aligned}$$

L'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{160}{50} \leq e_p \leq \frac{160}{40} \rightarrow 3,2 \text{ cm} \leq e_p \leq 4 \text{ cm}$$

✓ On prend :  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

#### II.3 Pré dimensionnements des poutres:

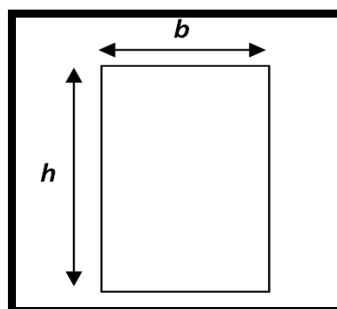


Figure II.3.1 : coupe transversale d'une poutre non armée

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires. Il existe deux types de poutres, **principales et secondaires (Chaînages)**.

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

#### II.3.1 Les poutres principales:

Elles supportent des poutres secondaires, des nervures ou des poutrelles et reposent elle-même sur des porteur verticaux (poteaux, voile).

On a deux types des poutres principales :

- **Poutre P1:**
- Critère de rigidité :

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

$$\{0,4. H \leq b \leq 0,8. H$$

**L** : portée de la poutre  
**H** : hauteur de la poutre  
**B** : largeur de la poutre

**On a** :  $L = 7,06\text{m}$

**Donc** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{706}{15} \leq H \leq \frac{706}{10} \\ 47,06 \text{ cm} \leq H \leq 70,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **On prend** :  $H = 55 \text{ cm}$

$$\{0,4. H \leq b \leq 0,8. H$$

$$\{22\text{cm} \leq b \leq 44$$

✓ **On prend** :  $b = 30 \text{ cm}$

- condition selon les règles parasismique algériennes **RPA 99 v 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{H}{B} \leq 4\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 55\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C. V} \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C. V} \\ 1,83\text{cm} \leq 4\text{cm} \rightarrow \text{C. V} \end{array} \right.$$

**Donc**: les conditions sont vérifiées.

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

- **Poutre P2 :**
- Critère de rigidité :

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

$$\{0,4. H \leq b \leq 0,8. H$$

**L :** portée de la poutre

**H :** hauteur de la poutre

**B :** largeur de la poutre

**On a :** L = 3,86m

**Donc :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{396}{15} \leq H \leq \frac{396}{10} \\ 26,4\text{cm} \leq H \leq 39,6\text{cm} \end{array} \right.$$

✓ **On prend :** H = 40 cm

$$\{0,4. H \leq b \leq 0,8. H$$

$$\{16\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm}$$

✓ **On prend :** b = 30 cm

- condition selon les règles parasismique algériennes **RPA 99 v 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{H}{B} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

$$\begin{cases} 40\text{cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow \text{C.V} \\ 30 \geq 20\text{ cm} \rightarrow \text{C.V} \\ 1,33\text{cm} \leq 4\text{cm} \rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

**Donc :** les conditions sont vérifiées.

#### II.3.2 Les poutres secondaires:

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

On a deux types des poutres secondaires :

##### 1. Poutre S1:

- Critère de rigidité :

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

$$\{0,4. H \leq b \leq 0,8. H$$

**L :** portée de la poutre

**H :** hauteur de la poutre

**B :** largeur de la poutre

**On a :**  $L = 3,86\text{m}$

**Donc :**

$$\begin{cases} \frac{389}{15} \leq H \leq \frac{389}{10} \\ 25,93\text{cm} \leq H \leq 38,9\text{ cm} \end{cases}$$

✓ **On prend :**  $H = 30\text{ cm}$

$$\{0,4. H \leq b \leq 0,8. H$$

$$\{11,09\text{cm} \leq b \leq 33,28\text{cm}$$

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

✓ On prend :  $b = 30\text{cm}$

- condition selon les règles parasismique algériennes **RPA 99 v 2003** :

$$\begin{cases} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{H}{B} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 30\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V} \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V} \\ 1\text{cm} \leq 4\text{cm} \rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

**Donc** : les conditions sont vérifiées.

#### 2. Poutre S2 :

- Critère de rigidité :

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

$$\{0,4. H \leq b \leq 0,8. H$$

**L** : portée de la poutre

**H** : hauteur de la poutre

**B** : largeur de la poutre

**On a** :  $L = 5,19\text{m}$

**Donc** :

$$\begin{cases} \frac{519}{15} \leq H \leq \frac{519}{10} \\ 34,6 \text{ cm} \leq H \leq 51,9 \text{ cm} \end{cases}$$

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

✓ On prend :  $H = 40 \text{ cm}$

$$\begin{cases} 0,4.H \leq b \leq 0,8.H \\ 14,64\text{cm} \leq b \leq 43,92\text{cm} \end{cases}$$

✓ On prend :  $b = 30\text{cm}$

• condition selon les règles parasismique algériennes **RPA 99 v 2003** :

$$\begin{cases} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{H}{B} \leq 4\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V} \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V} \\ 1,3\text{cm} \leq 4\text{cm} \rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

**Donc** : les conditions sont vérifiées.

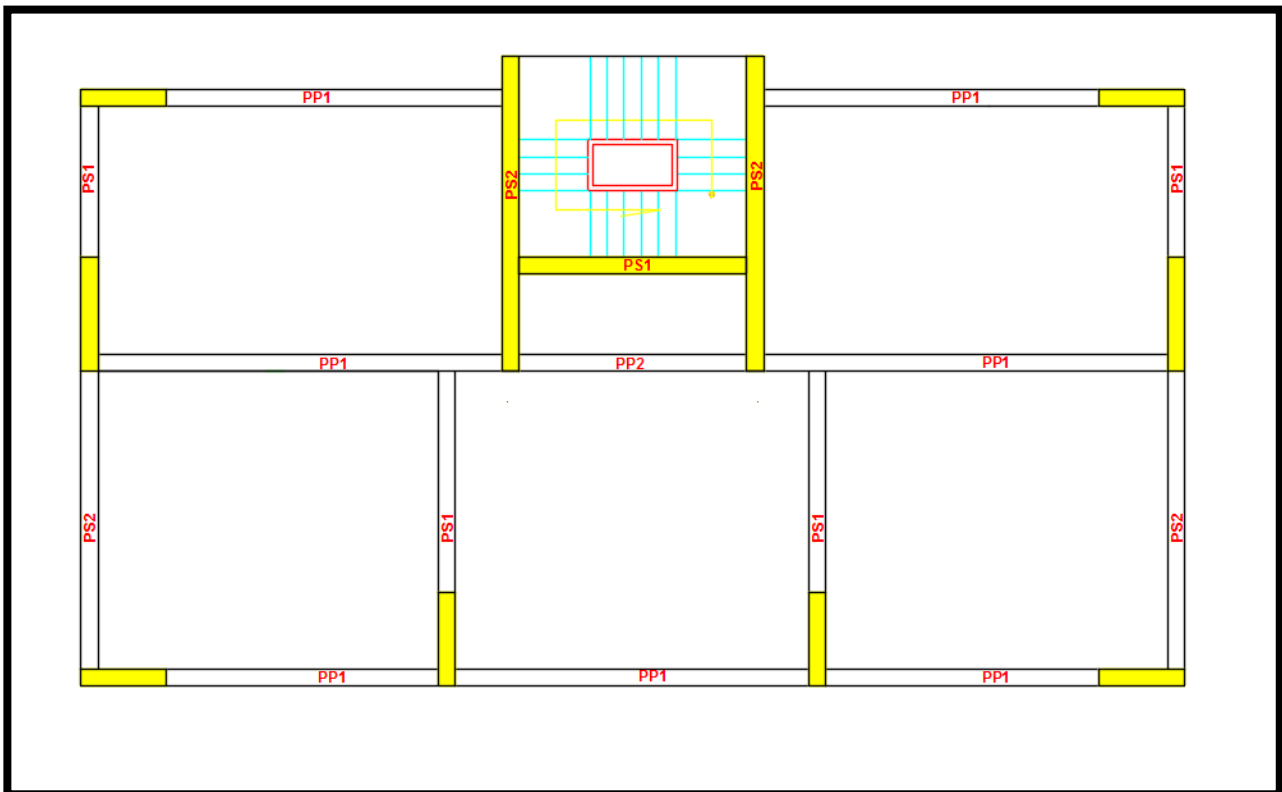


Figure II.3.2 : vue en plan des poutres principales et secondaires

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

#### II.4 Pré-dimensionnement des voiles :

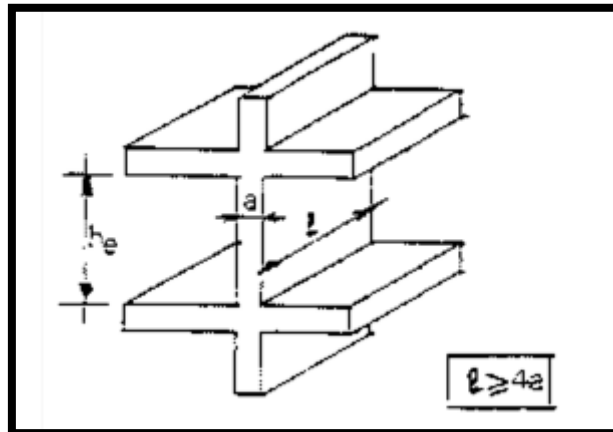


Figure II.4.1 : coupe d'un voile

#### II.4.1 Voiles étages courants :

Condition selon les règles parasismique algériennes **RPA 99 v 2003** :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

**H<sub>e</sub>** : hauteur libre d'étage

**L** : la longueur de voile

**a** : épaisseur de voile

$$H_e = 3,40 - 0,4 = 3,00\text{m}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15\text{cm}$$

$$a \geq 15\text{cm}$$

Notre système de la construction est un voile porteur pour des raisons de sécurité on prend l'épaisseur :

✓ **a** = 30cm.

#### II.4.2 Voile périphérique :

$$H_e = 2,90 - 0,4 = 2,5\text{m}$$

$$\frac{h_e}{25} = \frac{250}{25} = 10\text{cm}$$

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

$a \geq 10 \text{ cm}$

✓ On prend :  $a = 15 \text{ cm}$ .

#### II.5 Pré-dimensionnement d'escalier :

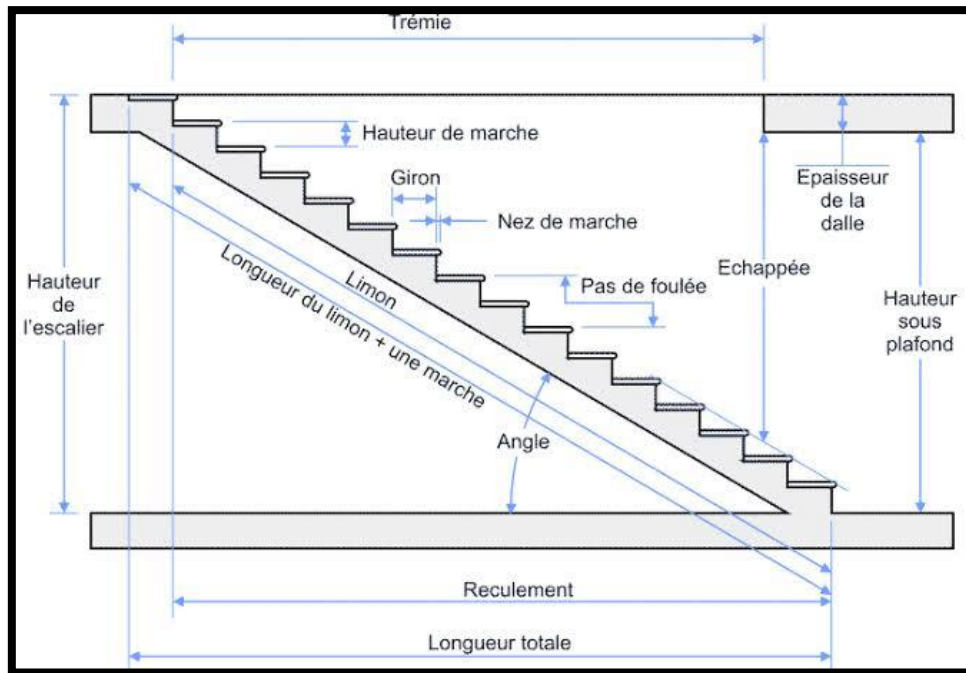


Figure II.5.1 : schéma d'un escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

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

**h** : la hauteur de la marche

**G** : largeur de la marche

**H** : hauteur de volé

**n** : nombre de contre marche

**L** : projection horizontale de la longueur total de la volée

#### II.5.1 Etude d'un type d'escalier (à quatre volées) :

✓ **Volé 01 et 03:**

$H = 68 \text{ cm}$



## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

$$H = n \cdot h \rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4 \text{ contremarches}$$

Nombre des marches :  $n - 1 = 3$

$$\text{Largeur de la marche : } g = \frac{L}{n-1} = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm}$$

✓ **On prend** :  $g=30\text{cm}$

D'après la formule de **BLONDEL**:

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

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

**1) La longueur et épaisseur de la paille :**

$$\tan \alpha = \frac{68}{90} = 0,75 \Rightarrow \arctg 0,75 = 37^\circ$$

$$\alpha = 37^\circ$$

$$L = \frac{90}{\cos \alpha} = 113 \text{ cm}$$

$$L_t = L_{\text{paille}} + L_{\text{palier}} = 113 + 143 + 114 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{370}{30} \leq ep \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12,33 \text{ cm} \leq ep \leq 18,50 \text{ cm}$$

**On prend** :  $ep = 16 \text{ cm}$  Pour L'épaisseur du palier et de la paille.

• **Volé 02 et 04 :**

$$H = 102 \text{ cm}$$

$$H = n \cdot h \rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ contre marche}$$

Nombre des marches :  $n - 1 = 5$

$$\text{Largeur de la marche : } g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

**On prend** :  $g=30\text{cm}$

D'après la formule de **BLONDEL**:

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

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

- **La longueur et épaisseur de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{102}{150} = 0,68 \Rightarrow \arctg 0,68 = 34,2^\circ$$

$$\alpha = 34,2^\circ$$

$$L = \frac{150}{\cos \alpha} = 181,39 \text{ cm}$$

$$L_t = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 181,39 + 123,2 = 427,39 \text{ cm}$$

$$\frac{L_t}{30} \leq ep \leq \frac{L_t}{20} \Rightarrow \frac{427,39}{30} \leq ep \leq \frac{427,39}{20} \quad 14,25 \text{ cm} \leq ep \leq 21,37 \text{ cm}$$

- ✓ **On prend :**  $ep = 16 \text{ cm}$  Pour l'épaisseur de palier et la paillasse.

#### **II.6 Descente des charges :**

D'après le (DTR BC 22) :

##### **II.6.1 tableau des charges permanentes des murs extérieurs:**

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36
Enduit intérieur en ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,10	9	0,9
<b>Charge permanente totale</b>		<b>2,52 KN/m<sup>2</sup></b>	

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

#### II.6.2 tableau des charges permanentes des murs intérieurs:

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit extérieur au plâtre	0,02	10	0,2
Enduit extérieur en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale		1,3 KN/m <sup>2</sup>	

#### II.6.3 tableau des charges permanentes appliquées sur le plancher d'étage courant:

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Dalle en corps creux (20+4)	0,24	/	3,20
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Cloisons intérieures	0,1	9	0,90
Sable	0,01	18	0,18
Charge permanente totale		5,32 KN/m <sup>2</sup>	

#### ❖ Surcharge d'exploitation :

- Locaux à usage d'habitation : 1,5 KN/m<sup>2</sup>

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

#### II.6.4 tableau des charges permanentes appliquées sur le plancher de la terrasse :

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	0,05	20	1
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Dalle en corps creux (20+4)	0,24	/	3,20
Isolation thermique en polystyrène	0,04	4	0,16
Enduit au plâtre	0,1	10	1
Forme de pente	0,1	22	2,2
Charge permanente totale		7,68 KN/m <sup>2</sup>	

❖ **Surcharge d'exploitation :**

- Terrasse inaccessible : 1,00 KN/m<sup>2</sup>

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

II.6.5 tableau des charges permanentes appliquées sur le plancher en dalle pleine (haut sous-sol):

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Cloisons intérieures	0,1	9	0,90
Sable	0,01	18	0,18
Charge permanente totale		5,87 KN/m <sup>2</sup>	

❖ **Surcharge d'exploitation :**

- Locaux à usage commerciale : 5 KN/m<sup>2</sup>
- Locaux à usage Bureaux : 2,50 KN/m<sup>2</sup>

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

II.6.6 tableau des charges permanentes appliquées sur la dalle pleine du balcon :

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
Couche de Sable	0,01	18	0,18
Charge permanente totale		4,97 KN/m <sup>2</sup>	

❖ Surcharge d'exploitation :

- Balcon : 3,50 KN/m<sup>2</sup>

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

#### II.6.7 tableau des charges permanentes appliquées sur la paillasse: vole 01 et 03

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Poids propre de paillasse	/	25	5,01
Poids propre des marches	0,17/2	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Charge permanente totale		7,82 KN/m <sup>2</sup>	

❖ **Surcharge d'exploitation :**

- Escalier : 2,50 KN/m<sup>2</sup>

## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

#### II.6.8 tableau des charges permanentes appliquées sur la paillasse: vole 02 et 04

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Poids propre de paillasse	/	25	4,84
Poids propre des marches	0,17/2	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Charge permanente totale		7,65 KN/m <sup>2</sup>	
Charge d'exploitation		2,50 KN/m <sup>2</sup>	

#### II.6.9 tableau des charges permanentes appliquées sur le palier:

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de palier	0,16	25	4
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
Lit de sable	0,02	18	0,36
Charge permanente totale		5,4 KN/m <sup>2</sup>	
Charge d'exploitation		2,50 KN/m <sup>2</sup>	



## CHAPITRE II

### Pré dimensionnement des éléments résistants

#### II.7 Dégrossion verticale des charges :

Niveau	Formule de calcul	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
8 <sup>eme</sup> Terrasse	$Q_0$	1	7,68
7 <sup>eme</sup> Etage	$Q_0 + Q$	2,5	13
6 <sup>eme</sup> Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3,85	18,32
5 <sup>eme</sup> Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,05	23,64
4 <sup>eme</sup> Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,1	28,96
3 <sup>eme</sup> Etage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7	34,28
2 <sup>eme</sup> Etage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7,75	39,6
1 <sup>er</sup> Etage	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8,455	44,92
Haut Sous- sol	$Q_0 + 0.69 \times 8 \times Q + 2,5$	11,78	50,79

## **CHAPITRE III**

---

**Etude des éléments non structuraux**

## ***CHAPITRE III***

***Etude des éléments non structuraux***

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.1 Etude du Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est un plancher en béton préfabriqué, constitué de trois éléments: une structure porteuse, des corps creux et une dalle de compression.

#### III.1.1 Détermination des sollicitations:

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes:

1. Méthode forfaitaire, si les conditions cités ci-après sont vérifiées:

- $Q \leq 2G$  ;  $Q \leq 5\text{KN}$ .
- le moment d'inertie est constant pour toutes les travées.
- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ .
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.

2. Méthode de Caquot, si l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

3. Méthode de Caquot minoré, si la première condition de méthode forfaitaire vérifié et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifié.

#### 1) Les types des traves:

##### a) Plancher de l'étage courant et terrasse:

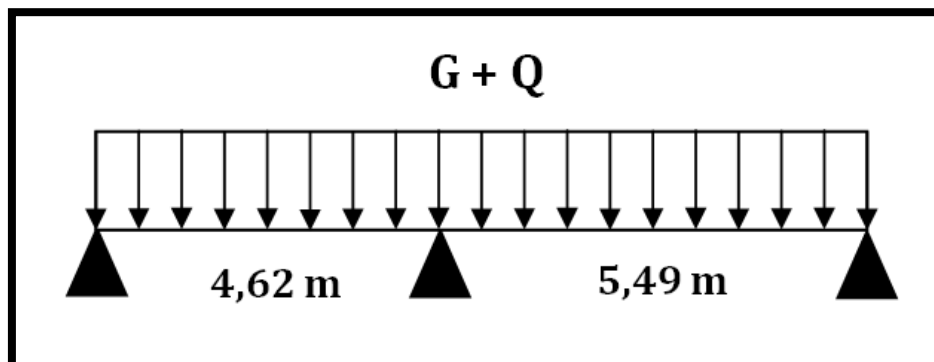


Figure III.1.1: schéma statique de la travée type 01

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

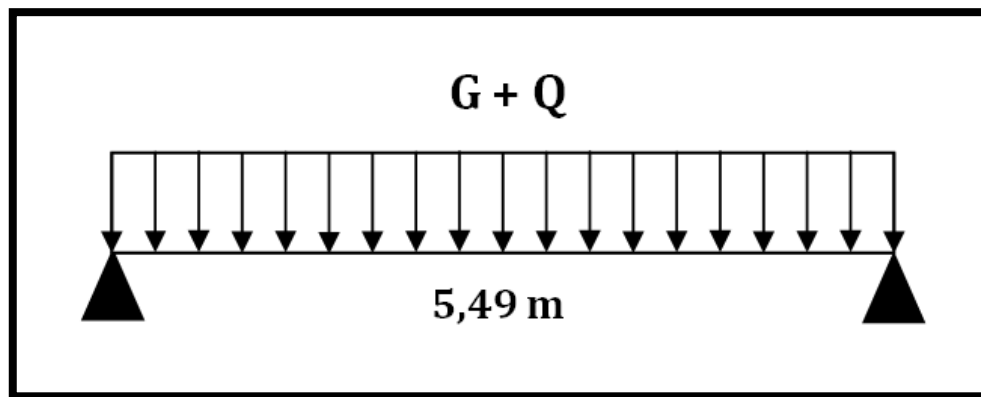


Figure III.1.2: schéma statique de la travée type 02

❖ Plancher de l'étage courant:

➤ Type 1 :

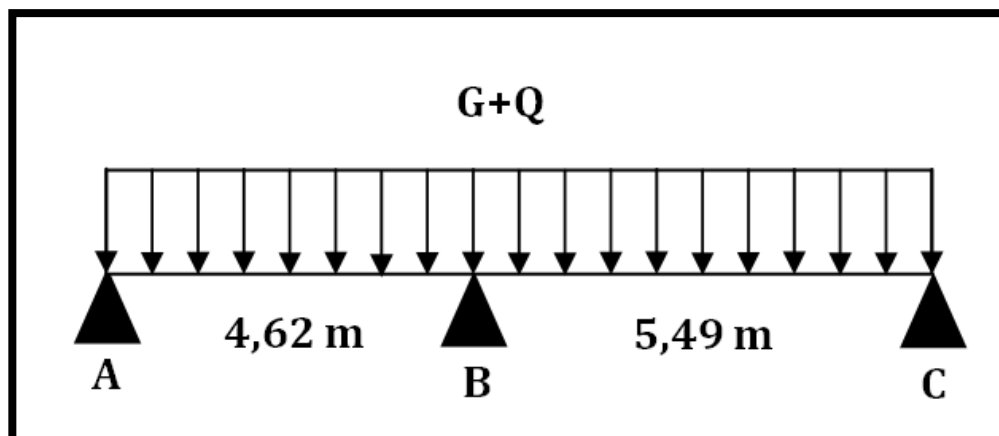


Figure III.1.3: schéma statique de la travée type 01

- ✓  $1,5 \leq 10,64 \text{ KN} ; 1,5 \leq 5 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée
- ✓ le moment d'inertie est constant pour toutes les travées.  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- ✓  $0,8 \leq \frac{4,62}{5,49} = 0,84 \leq 1,25 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- ✓ La fissuration est considérée comme peu nuisible.  $\rightarrow$  Condition vérifiée.

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### **Conclusion:**

✓ méthode forfaitaire est applicable.

#### ▪ Les surcharges permanentes et d'exploitation du plancher :

$$G = 5,32 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

#### **Donc:**

$$G' = 0,6 \times 5,32 = 3,192 \text{ KN/m}$$

$$Q' = 0,6 \times 1,5 = 0,9 \text{ KN/m}$$

#### ▪ Les surcharges permanentes et d'exploitation en ELU et ELS :

$$q_u = 1,35 \times G' + 1,5 Q' = 5,659 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G' + Q' = 4,092 \text{ KN/m}$$

#### **III.1.1.1 Les moments fléchissant en travée:**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{150}{150+532} = 0,22 \Rightarrow 0 < \alpha < \frac{2}{3} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Travée **AB** et **BC**:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \cdot M_{01} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \times \alpha); 1,05] \cdot M_{01} \\ M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \right) \cdot M_{01} \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,6 + 0,2}{2} \cdot M_{01} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \times 0,22); 1,05] \cdot M_{01} \\ M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,22}{2} \right) \cdot M_{01} \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,666 \cdot M_{01} \\ M_t \geq 0,633 \cdot M_{01} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

❖ On prend:  $M_t = 0,67.M_{01}$

#### III.1.1.2 Calcul des moments fléchissant en travée:

• ELU :

$$\text{Travée 01: } M_{t1} = 0,67.M_{01} = 0,67.\frac{q \times l^2}{8} = 0,67 \times \frac{5,659 \times 4,62^2}{8} = 10,116 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 02: } M_{t2} = 0,67.M_{02} = 0,67.\frac{q \times l^2}{8} = 0,67 \times \frac{5,659 \times 5,49^2}{8} = 14,285 \text{ KN.m}$$

• ELS :

$$\text{Travée 01: } M_{t1} = 0,67.M_{01} = 0,67.\frac{q \times l^2}{8} = \frac{4,092 \times 4,62^2}{8} = 7,315 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 02: } M_{t2} = 0,67.M_{02} = 0,67.\frac{4,092 \times 5,49^2}{8} = 10,329 \text{ KN.m}$$

#### III.1.1.3 Calcul des moments fléchissant en appuis :

• ELU :

$$\text{Appuis A: } M_{a1} = 0,2.M_{01} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,2 \times \frac{5,659 \times 4,62^2}{8} = - 3,019 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis B: } M_{a2} = 0,6.M_{02} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,6 \times \frac{5,659 \times 5,49^2}{8} = - 12,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis C: } M_{a2} = 0,2.M_{02} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,2 \times \frac{5,659 \times 5,49^2}{8} = - 4,26 \text{ KN.m}$$

• ELS :

$$\text{Appuis A: } M_{a2} = 0,2.M_{02} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,2.\frac{4,092 \times 4,62^2}{8} = - 2,183 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis B: } M_{a2} = 0,6.M_{02} = 0,6.\frac{q \times l^2}{8} = 0,6.\frac{4,092 \times 5,49^2}{8} = - 9,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis C: } M_{a2} = 0,2.M_{02} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,2.\frac{4,092 \times 5,49^2}{8} = - 3,08 \text{ KN.m}$$

#### III.1.1.4 Calcul des efforts tranchants:

$$T = \frac{q \times l^2}{2} \pm \frac{M_g + M_d}{2}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- **ELU :**
- **Travée AB :**

$$T = \frac{q \times l^2}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{5,659 \times 4,62}{2} + \frac{3,019 - 12,79}{2} = 8,187 \text{ KN}$$

$$T = \frac{q \times l^2}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{5,659 \times 4,62}{2} + \frac{-3,019 + 12,79}{2} = 17,956 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T = \frac{q \times l^2}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} = \frac{5,659 \times 5,49}{2} + \frac{12,79 - 4,26}{2} = 19,799 \text{ KN}$$

$$T = \frac{q \times l^2}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} = \frac{5,659 \times 5,49}{2} + \frac{-12,79 + 4,26}{2} = 11,269 \text{ KN}$$

- **Type 02 :**

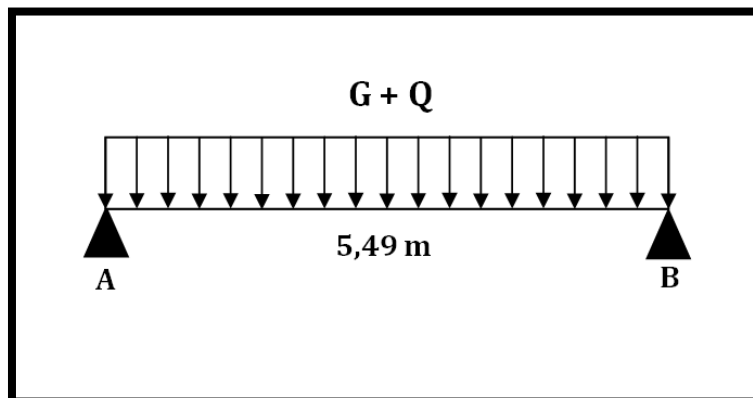


Figure III.1.4: schéma statique de la travée type 02

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

En utilisant logiciel RDM6:

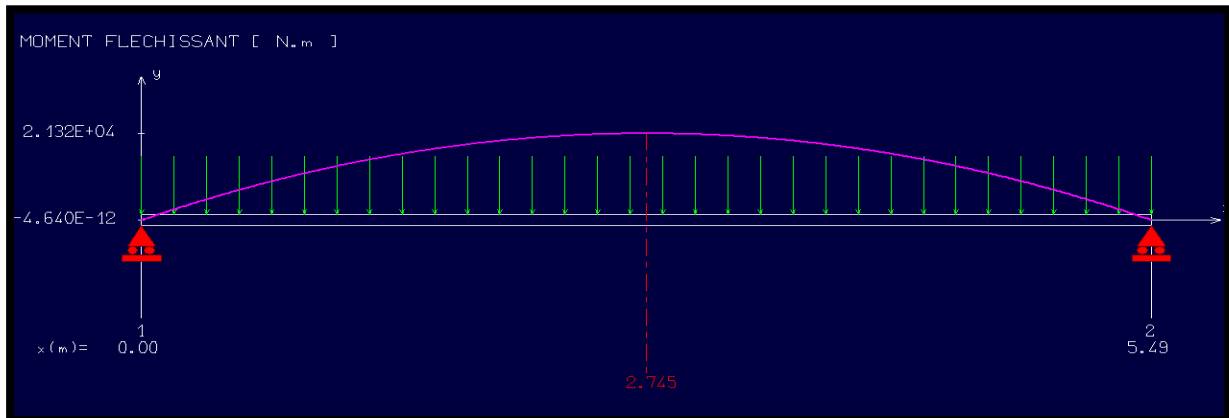


Figure III.1.5: Diagramme des moments fléchissants en ELU

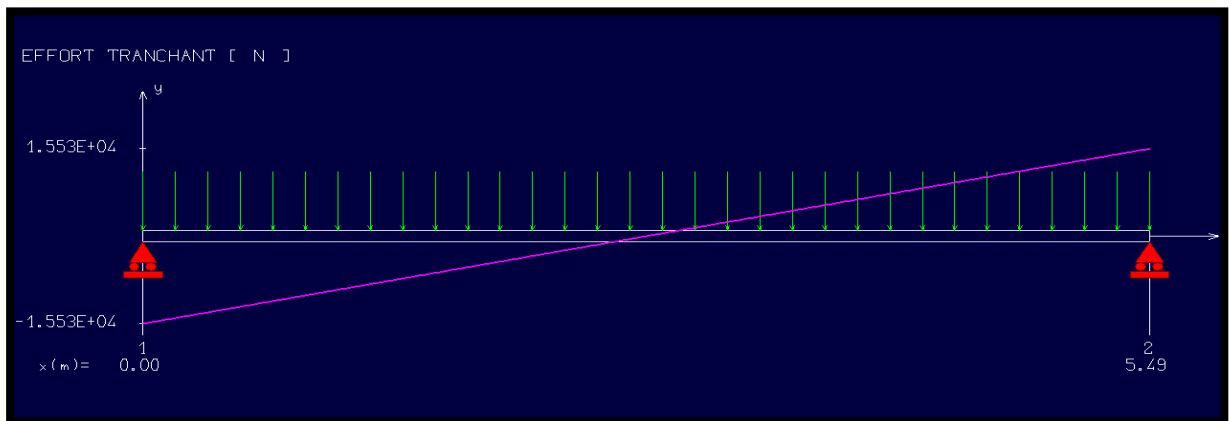


Figure III.1.6: Diagramme des efforts tranchants

III.1.1 Tableau récapitulatif des moments fléchissants et les efforts tranchants:

ELU		
Effort tranchant (KN)	Moment en travée (KN.M)	Moment en appuis (KN.M)
15,53	17,056	4,264



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

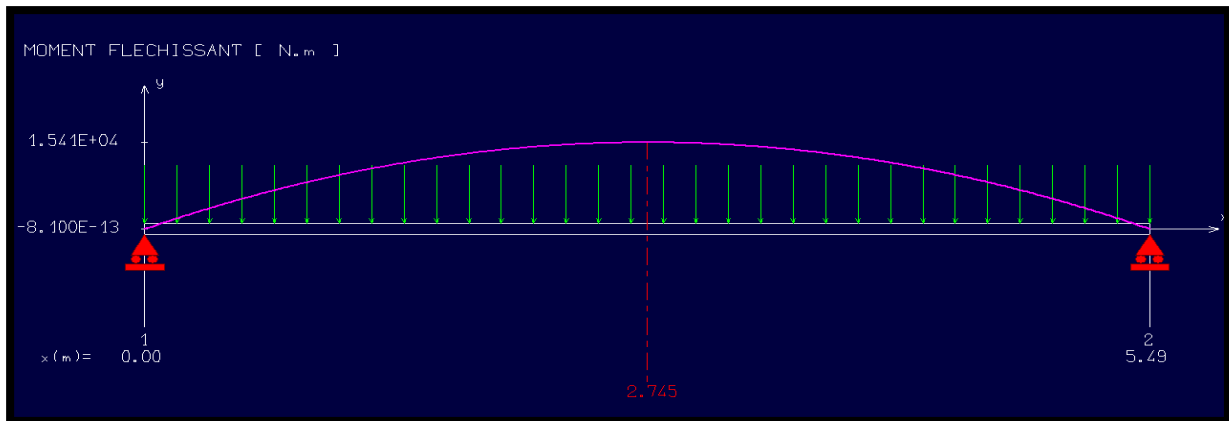


Figure III.1.7: Diagramme des moments fléchissants en ELS

#### III.1.2 Tableau récapitulatif des moments fléchissants:

ELS	
Moment en travée (KN.M)	Moment en appuis (KN.M)
12,33	3,082

#### III.1.3 Tableau récapitulatif des valeurs des efforts et les moments fléchissant maximums:

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
12,79	9,25	17,056	12,33	19,799

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.1.2 Ferrailage des poutrelles:

- Les dimensions de poutrelle :

$$h = 24 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b = 60 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}$$

- ELU:
- En travée:

$$M_u = 17,056 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression:

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 ((0,9 \times 0,24) - 0,04/2)$$

$$M_t = 29,99 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (60 × 24)

❖ Vérification de l'existence de A':

❖ Calcul du moment réduit:

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{17,056 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 60 \cdot 21,6^2} = 0,043$$

On a:  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc:  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_S$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,055$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17,056 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,98 \cdot 21,6} = 2,32 \text{ cm}^2$$

#### III.1.2.1 Condition de non fragilité:

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

$$A > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A > 1,56 \text{ cm}^2$$

- Choix d'armature :

$$A = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

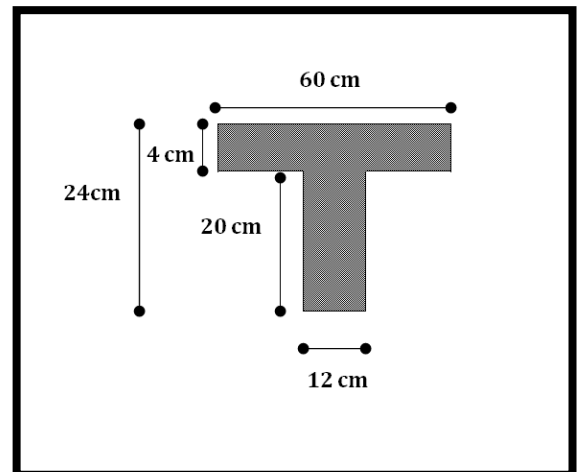


Figure III.1.8: schéma statique de la poutrelle

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- **ELU:**
- **En appuis:**

$$M_u = 12,79 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 24 \text{ cm}$ .

❖ **Vérification de l'existence de A' :**

❖ **Calcul du moment réduit:**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,79 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 12 \cdot 21,6^2} = 0,16$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,22$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,91$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,79 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,91 \cdot 21,6} = 1,9 \text{ cm}^2$$

**III.1.2.3 Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A > 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

- **En travée:**

{  
Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section Té  
FeE400

- **Position de l'axe neutre :**

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 2,26 \cdot (21,6 - 4) = -116,64 < 0$$

→ L'axe neutre se trouve dans la nervure.

- **Y la solution de l'équation de deuxième degré :**

$$b_0 \cdot y^2 + (2h_0(b-b_0) + 30(A_s + A_s')) \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d) + h_0^2(b-b_0)) = 0$$

$$12 \cdot y^2 + (2 \cdot 4(60-12) + 30 \cdot 2,36) \cdot y - (30 \cdot 2,36 \cdot 21,6 + 4^2(60-12)) = 0$$

$$12 \cdot y^2 + 384 + 70,8 \cdot y - 2297,28 = 0$$

$$12 \cdot y^2 + 70,8 \cdot y - 1913,3 = 0$$

$$\Delta = 70,8^2 - 4(12) \cdot (-1913,3) = 96850,1$$

$$\sqrt{\Delta} = 311,2 \text{ cm}$$

**Donc:**

$$Y = 10,02 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b_0}{3} \cdot y^3 + \frac{(b-b_0) \cdot h_0^3}{12} + (b-b_0) \cdot h_0 \cdot (y - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d-y)^2$$

$$I = 21376,6 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{12,33 \cdot 10^6}{21376,6 \cdot 10^4} = 0,058$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,058 \cdot 100,2 = 5,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d-y) = 100,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- **En appuis:**

{  
Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 12,79 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{12,79}{9,25} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,22 < 0,44 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.1.2.4 Vérification de la flèche:

Selon l'article B.6.5.1 CBA93; les conditions à vérifier pour ne pas avoir une vérification sur les flèches limite pour les poutres:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{24}{549} = 4,37 > \frac{1}{16} = 0,063 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ L \leq 8\text{m} \rightarrow \end{array} \right.$$

**Donc:** une seule condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**Soit:**

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

**G<sub>cloison</sub>** : la charge permanente après la mise en place des cloisons.

**P** : la charge totale (p=g+charge d'exploitation).

**f<sub>gi</sub>** et **f<sub>gv</sub>** : les flèches dues aux charges g.

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$f_{ji}$  : la flèche due aux charge j.

$f_{pi}$  : la flèche due aux charge p.

$$a) F_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}}$$

$$b) F_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{Fi}}$$

Art : (Annexe D CBA 93) et  $f < \bar{f} = 0,5 + \frac{1}{500} (L > 5m. Art B.6.5.3 CBA 93)$

$$E_v = 3700. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_v \times \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{i_0}{1+\lambda_i \times \mu}$$

**Avec:**

$$V_1 = \frac{\sum A_i.y_i + n.A.d}{\sum A_i + n.A} = \frac{4.60.2 + 20.12.14 + 15.2,36.21,6}{60.4 + 20.12 + 15.2,36} = 8,93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15,06 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{60.8,93^3}{3} - \frac{(60-12).(8,93-4)^3}{3} + \frac{12.15,06^3}{3} + 15.2,36.(21,6 - 8,93)^2$$

$$I_0 = 31670,6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{c28}}{(2+3.\frac{b_0}{b})} \cdot \rho$$

**Avec:**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{20.21,6} = 0,0055$$

**Donc:**

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{c28}}{(2+3.\frac{b_0}{b}).\rho} = \frac{0,05.2,1}{(2+3.\frac{12}{60}).0,0055} = 7,4$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,96$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### 1) Calcul $f_{gv}$ :

$$F_{gv} = \frac{M^{ser}_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fgv}}$$

$$M^{ser}_g = 0,67 \cdot M_0 = 0,67 \cdot 0,6 \cdot G \frac{L^2}{8} = 0,67 \cdot (0,6 \cdot 5,32) \frac{5,49^2}{8} = 805,7 \text{ daN}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,546 \rightarrow \beta_1 = 0,8897$$

$$\sigma_s^g = ? \rightarrow A = \frac{M^{ser}_g}{\sigma_s^g \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^g = \frac{M^{ser}_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8057}{2,36 \cdot 0,8897 \cdot 21,6} = 177,6 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0055 \cdot 177,6 + 2,1} = 0,388$$

$$I_{Fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 31670,6}{1 + 2,96 \cdot 0,388} = 16215,03 \text{ cm}^4$$

$$F_{gv} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fgv}} = \frac{8057 \cdot 5,49^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 10818,9 \cdot 16215,03} = 1,38 \text{ cm}$$

#### 2) Calcul $f_{ij}$ :

$$F_i = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fij}}$$

$$M^{ser}_j = 0,67 \cdot M_0 = 0,67 \cdot 0,6 \cdot (G - G_{cloison}) \cdot \frac{L^2}{8} = 0,67 \cdot (0,6 \cdot (532 - 0,90)) \frac{5,49^2}{8} = 669,43 \text{ daN}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,546 \rightarrow \beta_1 = 0,8897$$

$$\sigma_s^j = ? \rightarrow A = \frac{M^{ser}_j}{\sigma_s^j \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^j = \frac{M^{ser}_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6694,3}{2,36 \cdot 0,8897 \cdot 21,6} = 147,6 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0055 \cdot 147,6 + 2,1} = 0,31$$

$$I_{Fij} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 31670,6}{1 + 7,4 \cdot 0,31} = 10511,55 \text{ cm}^4$$

$$F_{ij} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fij}} = \frac{6694,3 \cdot 5,49^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164,2 \cdot 10511,55} = 0,60 \text{ cm}$$

#### 3) Calcul $f_{pi}$ :

$$F_{pi} = \frac{M^{ser}_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$M^{ser}_p = 0,67 \cdot M_0 = 0,67 \cdot 0,6 \cdot (G + Q) \cdot \frac{L^2}{8} = 0,67 \cdot (0,6 \cdot (532 + 150)) \frac{5,49^2}{8} = 1032,9 \text{ daN}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,546 \rightarrow \beta_1 = 0,8897$$

$$\sigma_s^p = ? \rightarrow A = \frac{M^{ser}_p}{\sigma_s^p \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^p = \frac{M^{ser}_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{10329}{2,36 \cdot 0,8897 \cdot 21,6} = 227,7 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0055 \cdot 227,7 + 2,1} = 0,48$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$I_{fpi} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1.31670,6}{1+7,4.0,48} = 7614,26 \text{ cm}^4$$

$$F_{pi} = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fpi}} = \frac{10329.5,49^2.10^4}{10.32164,2.7614,26} = 1,27 \text{ cm}$$

#### 4) Calcul $f_{gi}$ :

$$F_{gi} = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fgi}}$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1.31670,6}{1+7,4.0,388} = 8999,2 \text{ cm}^4$$

$$F_{gi} = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fgi}} = \frac{8057.5,49^2.10^4}{10.32164,2.8999,2} = 0,84 \text{ cm}$$

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

$$\Delta f_t = (1,38 - 0,60) + (1,27 - 0,84)$$

$$\Delta f_t = 1,21 \text{ cm}$$

#### • Flèche admissible :

$$l = 5,49 \text{ m} > 5 \text{ m} \rightarrow \Delta f_{t \max} = 0,5 + \frac{l}{500} = 0,5 + \frac{549}{500} = 1,598 \text{ cm}$$

#### **Conclusion:**

$$\Delta f_t = 1,21 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = 0,5 + \frac{549}{500} = 1,598 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.1.2.5 Vérification de l'effort tranchant:

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 19,798 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{19798}{120.216} = 0,76 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.1.2.6 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 (Fe = 235 MPa).

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

$$\phi_t \leq \min(0,68 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,68 \text{ cm}$$

**On adopte:**  $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.1.2.7 Calcul de l'espacement des armatures transversales:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e} \\ S_t \leq \min[0,9d; 40\text{cm}] \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{0,76 - 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} \\ S_t \leq \min[19,44; 40\text{cm}] \\ S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot 0,4} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \geq 67,2\text{cm} \\ S_t \leq 19,44 \text{ cm} \\ S_t \leq 27,91\text{cm} \end{array} \right.$$

✓ **On adopte:**  $S_t = 20\text{cm}$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

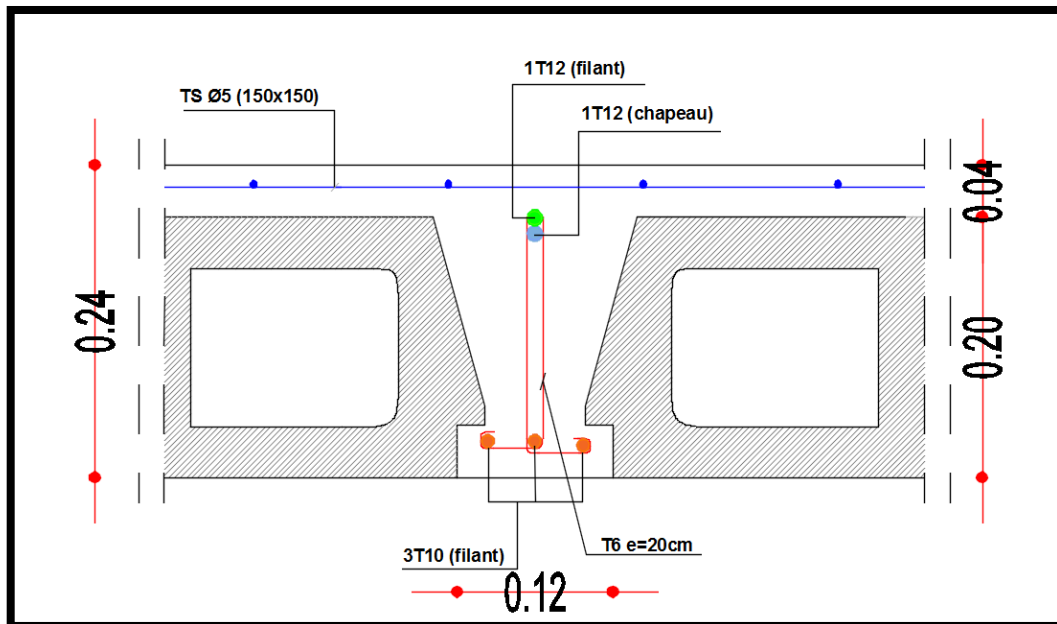


Figure III.1.9: Schéma du ferrailage de la poutrelle (étage courant)

#### ❖ Plancher terrasse :

On applique la même méthode de calcul des moments:

- Type 01:

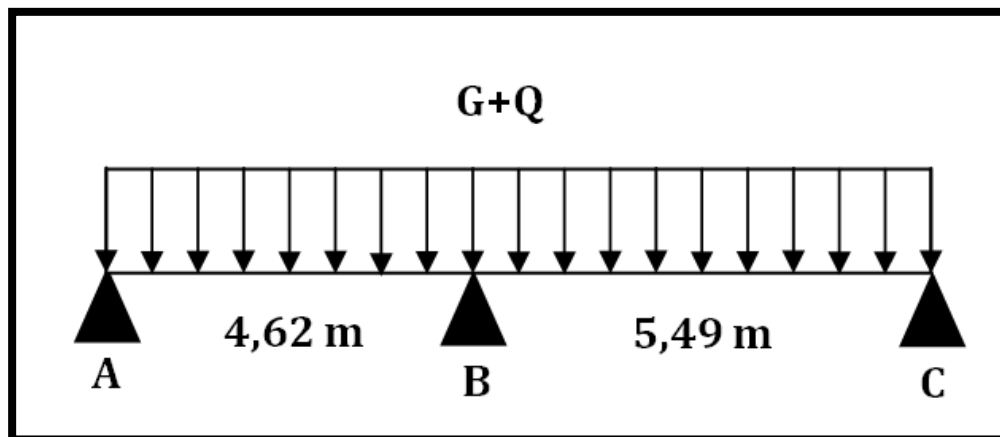


Figure III.1.10: schéma statique de travée type 01

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.1.3 Détermination les sollicitations:

**On a:**

$$G = 7,68 \text{ KN/m}^2$$

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

**Donc :**

$$G' = 0,6 \times 7,68 = 4,608 \text{ KN/m}$$

$$Q' = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN/m}$$

- **Les surcharges permanentes et d'exploitation en ELU et ELS :**

$$q_u = 1,35 \times G' + 1,5 Q' = 7,121 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G' + Q' = 5,208 \text{ KN/m}$$

#### III.1.3.1 Les moments fléchissant en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{100}{100+768} = 0,115 \rightarrow 0 < \alpha < \frac{2}{3} \rightarrow \text{C.V}$$

Travée **AB** et **BC**:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \cdot M_{01} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \times \alpha); 1,05] \cdot M_{01} \\ M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \right) \cdot M_{01} \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,6 + 0,2}{2} \cdot M_{01} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \times 0,115); 1,05] \cdot M_{01} \\ M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,115}{2} \right) \cdot M_{01} \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,65 \cdot M_{01} \\ M_t \geq 0,62 \cdot M_{01} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- On prend :  $M_t = 0,65.M_{01}$

#### III.1.3.2 Calcul des moments en travée:

❖ ELU :

$$\text{travé01: } M_{t1} = 0,65.M_{01} = 0,65.\frac{q_u \times l^2}{8} = 0,65 \times \frac{7,121 \times 4,62^2}{8} = 12,35 \text{KN.m}$$

$$\text{travé02: } M_{t2} = 0,65.M_{02} = 0,65.\frac{q_u \times l^2}{8} = 0,65 \times \frac{7,121 \times 5,49^2}{8} = 17,44 \text{KN.m}$$

❖ ELS :

$$\text{travé01: } M_{t1} = 0,65.M_{01} = 0,65.\frac{q_s \times l^2}{8} = 0,65.\frac{5,208 \times 4,62^2}{8} = 9,03 \text{KN.m}$$

$$\text{travé02: } M_{t2} = 0,65.M_{02} = 0,65.\frac{q_s \times l^2}{8} = 0,65.\frac{5,208 \times 5,49^2}{8} = 12,75 \text{KN.m}$$

#### III.1.3.3 Calcul des moments en appuis :

❖ ELU :

$$\text{Appuis A: } M_{a1} = 0,2.M_{01} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,2 \times \frac{7,121 \times 4,62^2}{8} = -3,8 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis B: } M_{a2} = 0,6.M_{02} = 0,6.\frac{q \times l^2}{8} = 0,6 \times \frac{7,121 \times 5,49^2}{8} = -16,1 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis C: } M_{a2} = 0,2.M_{02} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,2 \times \frac{7,121 \times 5,49^2}{8} = -5,37 \text{KN.m}$$

❖ ELS :

$$\text{Appuis A: } M_{a2} = 0,2.M_{02} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,2.\frac{5,208 \times 4,62^2}{8} = -2,8 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis B: } M_{a2} = 0,6.M_{02} = 0,6.\frac{q \times l^2}{8} = 0,6.\frac{5,208 \times 5,49^2}{8} = -11,8 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis C: } M_{a2} = 0,2.M_{02} = 0,2.\frac{q \times l^2}{8} = 0,2.\frac{5,208 \times 5,49^2}{8} = -3,9 \text{KN.m}$$

#### III.1.3.4 Calcul des efforts tranchants :

$$T = \frac{q \times l^2}{2} \pm \frac{M_g + M_d}{2}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- ELU:

**Travée AB:**

$$T = \frac{q \times l^2}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{7,121 \times 4,62}{2} + \frac{3,8 - 16,1}{2} = 10,3 \text{ KN}$$

$$T = \frac{q \times l^2}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{7,121 \times 4,62}{2} + \frac{-3,8 + 16,1}{2} = 22,6 \text{ KN}$$

**Travée BC:**

$$T = \frac{q \times l^2}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} = \frac{7,121 \times 5,49}{2} + \frac{16,1 - 3,9}{2} = 25,65 \text{ KN}$$

$$T = \frac{q \times l^2}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} = \frac{7,121 \times 5,49}{2} + \frac{-16,1 + 3,9}{2} = 13,44 \text{ KN}$$

**Type 02:**

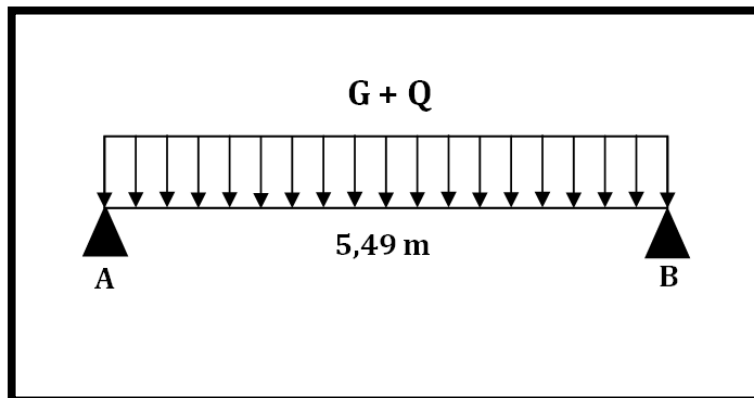


Figure III.1.11: schéma statique de travée type 02

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

En utilisant logiciel RDM6:

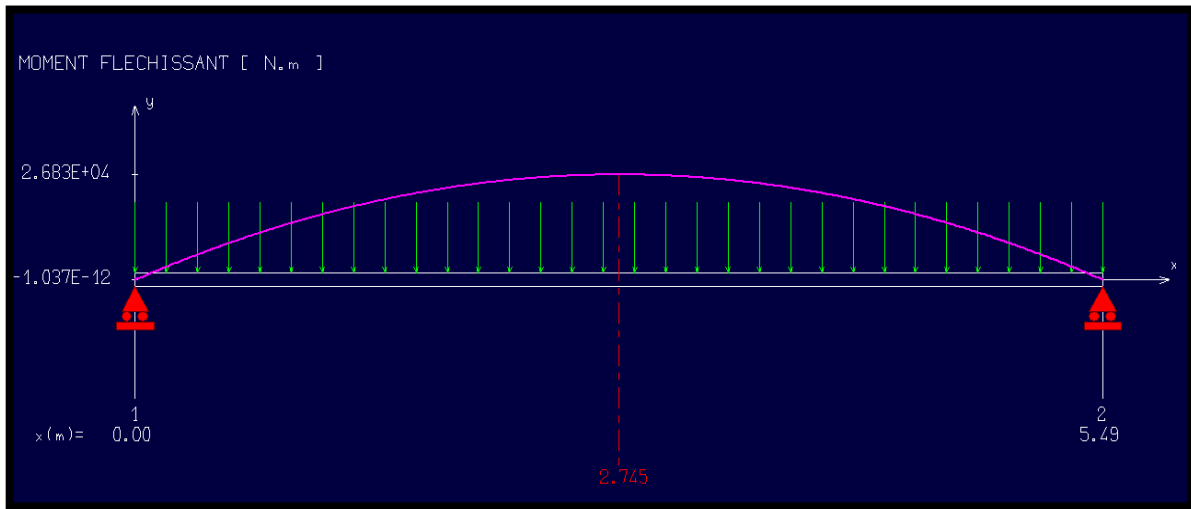


Figure III.1.12 Diagramme des moments fléchissants en ELU



Figure III.1.13 Diagramme des efforts tranchants en ELU

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.1.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissants et les efforts tranchants :

ELU		
Effort tranchant (KN)	Moment en travée (KN.M)	Moment en appuis (KN.M)
19,55	21,464	5,366

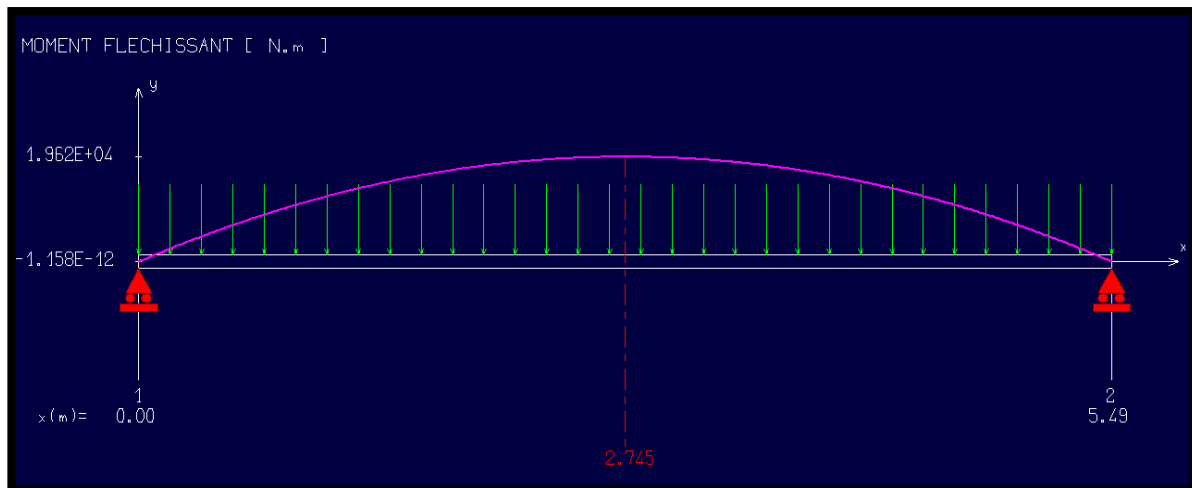


Figure III.1.14 Diagramme des moments fléchissants en ELS

#### III.1.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissants:

ELS	
Moment en travée (KN.M)	Moment en appuis (KN.M)
15,696	3,924

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.1.6 Tableau récapitulatif des valeurs des efforts et les moments fléchissants maximums :

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
16,1	11,8	21,464	15,696	29,65

#### III.1.4 Ferrailage des poutrelles:

▪ **Les dimensions de la poutrelle :**

$h = 24 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$ ;  $b = 60 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$

- **ELU:**
- **En travée:**

$M_u = 21,464 \text{ KN.m}$

**Moment qui équilibre la table de compression:**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 ((0,9 \times 0,24) - 0,04/2))$$

$$M_t = 29,99 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera une section rectangulaire de dimension  $(60 \times 24)$

**Vérification de l'existence de A' :**

**III.1.4.1 Calcul du moment réduit:**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21,464 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 60 \cdot 21,6^2} = 0,054$$

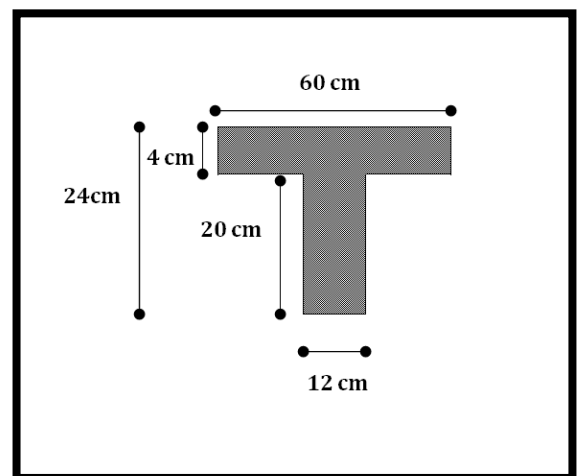
**On a:**  $U_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_S$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,069$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,97$$



**Figure III.1.15: schéma statique de la poutrelle**



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21,464 \cdot 10^3}{348,0 \cdot 97,21,6} = 2,94 \text{ cm}^2$$

#### III.1.4.2 Condition de non fragilité:

$$f_{tj} = 0,60 + 0,06f_{c28} = 2,1$$

$$A > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A > 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

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

- **ELU:**

- **En appuis:**

$$M_u = 16,10 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 24 \text{ cm}$ .

#### Vérification de l'existence de A' :

##### Calcul du moment réduit:

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16,10 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 12 \cdot 21,6^2} = 0,20$$

**On a:**  $U_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,28$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,89$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16,1 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,89 \cdot 21,6} = 2,41 \text{ cm}^2$$

#### III.1.4.3 Condition de non fragilité:

$$f_{tj} = 0,60 + 0,06f_{c28} = 2,1$$

$$A > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$A > 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 1\text{T}12 + 1\text{T}14 = 2,67 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS :**
- **En travée:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations non préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section T\acute{e}} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{60,4^2}{2} - 15 \cdot 3,14 \cdot (21,6 - 4) = -348,96 < 0$$

→ L'axe neutre se trouve dans la nervure.

- **Y la solution de l'équation de deuxième degré :**

$$b_0 \cdot y^2 + (2h_0(b-b_0) + 30(A_s + A_s')) \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d) + h_0^2(b-b_0)) = 0$$

$$12 \cdot y^2 + (2 \cdot 4 \cdot (60-12) + 30 \cdot 3,39 \cdot y - (30 \cdot 3,39 \cdot 21,6 + 4^2(60-12))) = 0$$

$$12 \cdot y^2 + 384 + 92,4 \cdot y - 2964,72 = 0$$

$$12 \cdot y^2 + 101,7 \cdot y - 2580,72 = 0$$

$$\Delta = 101,7^2 - 4(12) \cdot (-2580,72) = 134217,45$$

$$\sqrt{\Delta} = 366,4 \text{ cm}$$

**Donc:**

$$Y = 11,027 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b_0}{3} \cdot y^3 + \frac{(b-b_0) \cdot h_0^3}{12} + (b-b_0) \cdot h_0 \cdot \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d-y)^2$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$I=26949,2\text{cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{15,696 \cdot 10^6}{26949,2 \cdot 10^4} = 0,058$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,058 \cdot 110,27 = 6,42 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition verifier}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 91,99 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 91,99 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition verifier}$$

- **En appuis:**

{ Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 16,1 \text{KN.m}$$

$$M_s = 11,8 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{16,1}{11,8} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,28 < 0,30 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.1.4.4 Vérification de la flèche:

Selon l'article **B.6.5.1 CBA93**; les conditions à vérifier pour ne pas avoir une vérification sur les flèches limite pour les poutres:

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{24}{549} = 4,37 > \frac{1}{16} = 0,063 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ L \leq 8\text{m} \end{array} \right.$$

**Donc:** une seule condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**Soit:**

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

**G<sub>cloison</sub>:** la charge permanente après la mise en place des cloisons.

**P:** la charge totale (p=g+charge d'exploitation).

**f<sub>gi</sub>** et **f<sub>gv</sub>** : les fleche dues aux charges g.

**f<sub>ji</sub>** : la flèche due aux charge j.

**f<sub>pi</sub>** : la flèche due aux charge p

$$\text{a) } F_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}}$$

$$\text{b) } F_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{Fi}}$$

Art :( Annexe D CBA 93) et  $f < \bar{f} = 0,5 + \frac{1}{500} (L > 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$

$$E_v = 3700. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_v \times \mu}$$

$$I_{Fi} = \frac{i_0}{1+\lambda_i \times \mu}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

**Avec:**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i + n \cdot A \cdot d}{\sum A_i + n \cdot A} = \frac{4 \cdot 60 \cdot 2 + 20 \cdot 12 \cdot 14 + 15 \cdot 3,39 \cdot 21,6}{60 \cdot 4 + 20 \cdot 12 + 15 \cdot 3,39} = 9,30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 14,7 \text{ cm}$$

$$I_0 = \sum n \cdot A \cdot (d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 9,3^3}{3} - \frac{(60-12) \cdot (9,3-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 14,7^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (21,6 - 9,30)^2$$

$$I_0 = 34104,3 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{c28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \cdot \rho}$$

**Avec:**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{20 \cdot 21,6} = 0,008$$

**Donc:**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}) \cdot 0,008} = 5,05$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,02$$

**1) Calcul  $f_{gv}$ :**

$$F_{gv} = \frac{M_{ser_g} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fgv}}$$

$$M_{ser_g} = 0,65 \cdot M_0 = 0,65 \cdot (0,6 \cdot 7,68) \frac{5,49^2}{8} = 11,284 \text{ KN.m}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,785 \rightarrow \text{tableau: } \frac{\beta_1 - 0,872}{0,873 - 0,872} = \frac{0,798 - 0,785}{0,798 - 0,782} \rightarrow \beta_1 = 0,873$$

$$\sigma_s^g = ? \rightarrow A = \frac{M_{ser_g}}{\sigma_s^g \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^g = \frac{M_{ser_g}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{11284,4}{3,39 \cdot 0,873 \cdot 21,6} = 176,5 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,008 \cdot 176,5 + 2,1} = 0,53$$

$$I_{Fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 34104,3}{1 + 2,02 \cdot 0,53} = 18193,5 \text{ cm}^4$$

$$F_{gv} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fgv}} = \frac{10463 \cdot 5,49^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 10818,9 \cdot 18193,5} = 1,60 \text{ cm}$$

**2) Calcul  $f_{ij}$ :**

$$F_i = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fij}}$$

$$M_{ser_j} = 0,65 \cdot M_0 = 0,65 \cdot (0,6 \cdot (7,68 - 0,9)) \frac{5,49^2}{8} = 9,96 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,785 \rightarrow \text{tableau: } \frac{\beta_1 - 0,872}{0,873 - 0,872} = \frac{0,798 - 0,785}{0,798 - 0,782} \rightarrow \beta_1 = 0,873$$

$$\sigma_s^j = ? \rightarrow A = \frac{M^{\text{ser}}_j}{\sigma_s^j \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^j = \frac{M^{\text{ser}}_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9960}{3,39 \cdot 0,873 \cdot 21,6} = 155,8 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,008 \cdot 155,8 + 2,1} = 0,48$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 34104,3}{1 + 5,05 \cdot 0,48} = 10956,4 \text{ cm}^4$$

$$F_{ij} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} = \frac{9361,15 \cdot 49^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164,2 \cdot 10956,4} = 0,85 \text{ cm}$$

#### 3) Calcul f<sub>pi</sub>:

$$F_{pi} = \frac{M^{\text{ser}}_p \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}}$$

$$M^{\text{ser}}_p = 0,65 \cdot M_0 = 0,65 \cdot (0,6 \cdot (7,68 + 100)) \frac{5,49^2}{8} = 12,754 \text{ KN.m}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,785 \rightarrow \text{tableau: } \frac{\beta_1 - 0,872}{0,873 - 0,872} = \frac{0,798 - 0,785}{0,798 - 0,782} \rightarrow \beta_1 = 0,873$$

$$\sigma_s^p = ? \rightarrow A = \frac{M^{\text{ser}}_p}{\sigma_s^p \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^p = \frac{M^{\text{ser}}_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{12754}{3,39 \cdot 0,873 \cdot 21,6} = 199,5 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,008 \cdot 199,5 + 2,1} = 0,57$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 34104,3}{1 + 5,05 \cdot 0,57} = 9672,5 \text{ cm}^4$$

$$F_{pi} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{12754 \cdot 5,49^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164,2 \cdot 9672,5} = 1,24 \text{ cm}$$

#### 4) Calcul f<sub>gi</sub>:

$$F_{gi} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}}$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 34104,3}{1 + 5,05 \cdot 0,53} = 10203,9 \text{ cm}^4$$

$$F_{gi} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{11284,4 \cdot 5,49^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164,2 \cdot 10203,9} = 1,04 \text{ cm}$$

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

$$\Delta f_t = (1,60 - 0,85) + (1,24 - 1,04)$$

$$\Delta f_t = 1,02 \text{ cm}$$

#### Flèche admissible :

- $l = 5,49 \text{ m} > 5 \text{ m} \rightarrow \Delta f_{t \text{ max}} = 0,5 + \frac{l}{500} = 0,5 + \frac{5,49}{500} = 1,598 \text{ cm}$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### **Conclusion:**

$$\Delta f_t = 0,95 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = 0,5 + \frac{549}{500} = 1,598 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

#### **III.1.4.5 Vérification de l'effort tranchant:**

Pour des fissurations non préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 29,65 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{29650}{120 \cdot 216} = 1,14 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### **III.1.4.6 Calcul des armatures transversales:**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

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

$$\phi_t \leq \min(0,68 \text{ cm}; 12 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,68 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } \phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

#### **III.1.4.7 Calcul de l'espacement des armatures transversales:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ct28} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e} \\ S_t \leq \min[0,9d; 40 \text{ cm}] \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{1,14 - 0,3 \cdot 2,11}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} \\ S_t \leq \min[19,44; 40 \text{ cm}] \\ S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot 0,4} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \geq 17,13\text{cm} \\ S_t \leq 19,44\text{ cm} \\ S_t \leq 27,91\text{cm} \end{array} \right.$$

✓ On adopte:  $S_t=20\text{cm}$

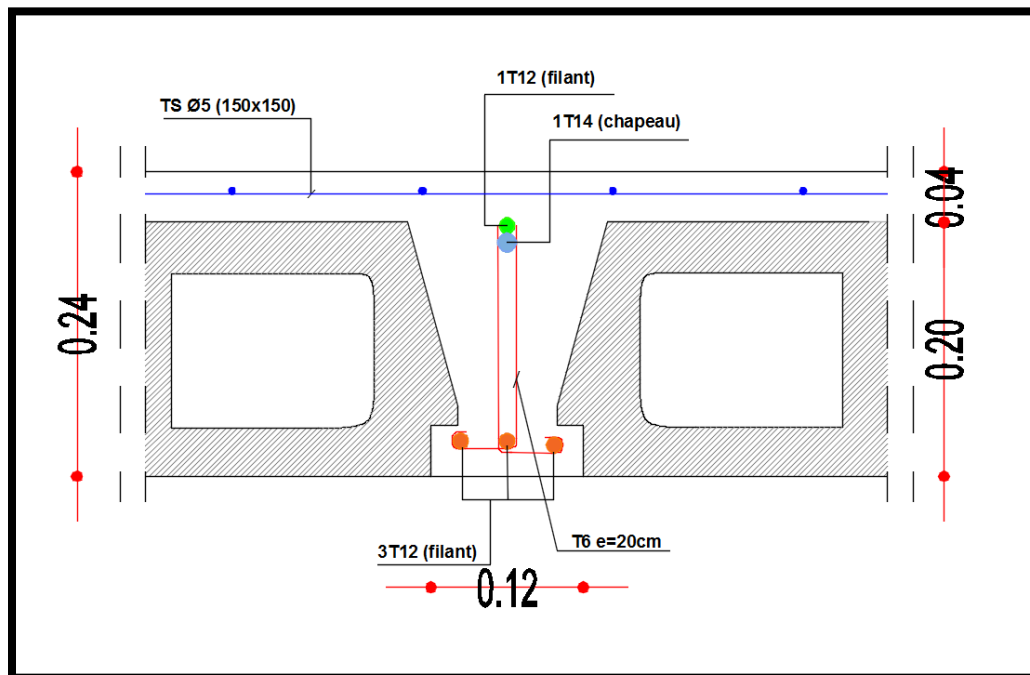


Figure III.1.16 schéma de ferrailage de la poutrelle (terrasse)

#### III.1.5 Ferrailage de la dalle de compression:

D'après B.A.E.I 91:

$$\text{Si: } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si: } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$f_e = 500 \text{ Mpa}$

$L_n = 60 \text{ cm}$

$L_n$  : l'entraxe des nervures.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} = 4 \cdot \frac{60}{500} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix:** 6T5 = 1,18 cm<sup>2</sup>/ml



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.1.5.1 Armature parallèle aux nervures:

$$A_1 = \frac{A_1}{2} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix:** 6T5 = 1,18 cm<sup>2</sup>/ml

On adoptera un treillis soudé Ø5 (150x150) cm<sup>2</sup>

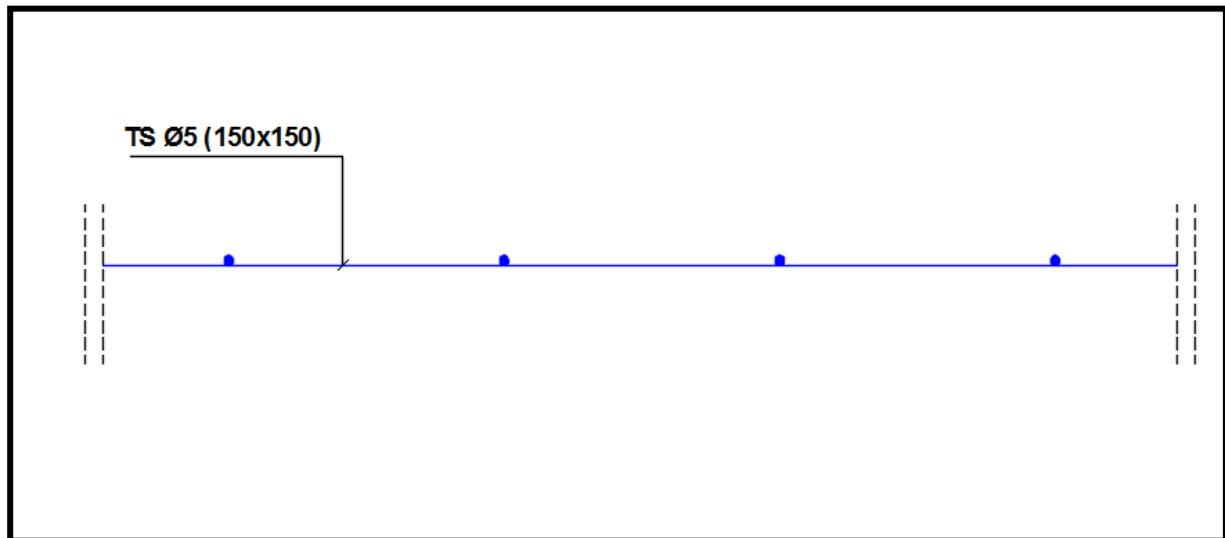


Figure III.1.17: schéma ferrailage de la dalle de compression

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.2 Plancher en dalle pleine:

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

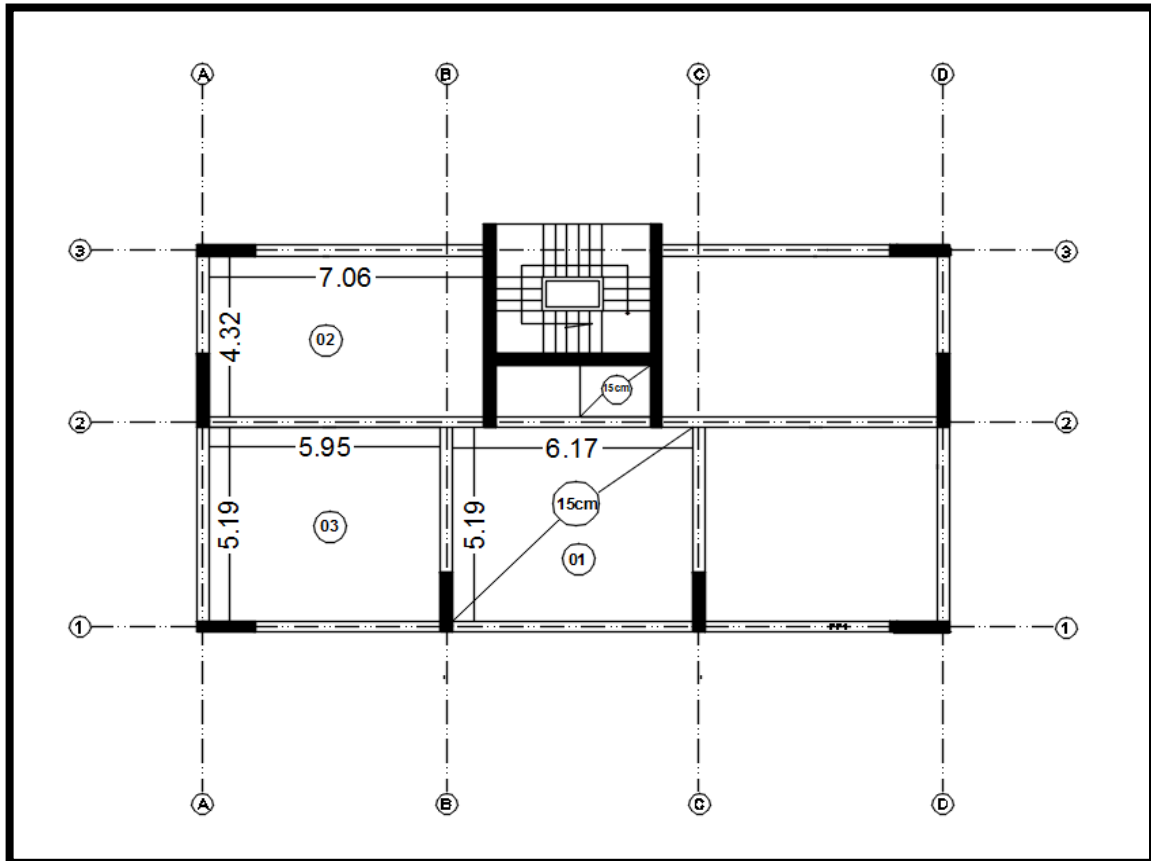


Figure III.2.1: vue en plan des panneaux

#### 1) Le panneau le plus défavorable panneau 03 :

$$L_x = 5,49 - 0,30 = 5,19\text{m}$$

$$L_y = 6,47 - 0,30 = 6,17\text{m}$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

$$0,4 \leq \frac{5,19}{6,17} \leq 1$$

$$0,4 \leq 0,84 \leq 1$$

La dalle porte suivant deux sens.

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- **ELU :**

$$q_u = 1,35.g + 1,5.q$$

- **ELS :**

$$q_s = Q + G$$

**On a :**

**Panneaux 02 :**

$$G = 5,87 \text{ KN/m}^2$$

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

**Panneaux 01 et 03 :**

$$G = 5,87 \text{ KN/m}^2$$

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

**Donc :**

**Panneaux 01 et 03 :**

$$q_{u'} = (1,35.Q + 1,5.G).1 = (1,35.5,87 + 1,5.2,5).1 = 11,8 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (Q + G).1 = (5,87 + 2,5).1 = 8,4 \text{ KN/ml}$$

**Panneaux 02 :**

$$q_{u'} = (1,35.Q + 1,5.G).1 = (1,35.5,87 + 1,5.5).1 = 15,43 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (Q + G).1 = (5,87 + 5).1 = 10,87 \text{ KN/ml}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.2.1 Exemple de calcul:

##### a) Le panneau calculé:

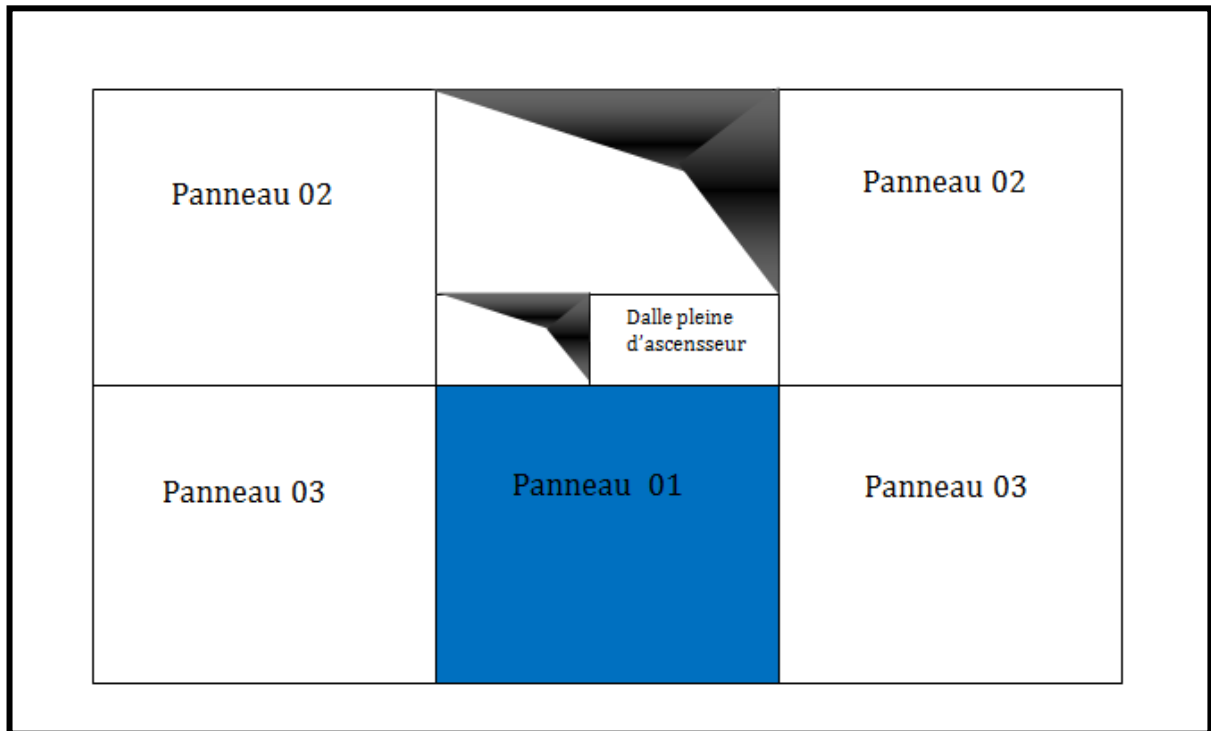


Figure III.2.2: schéma des panneaux

##### b) Le type de panneaux calculé:

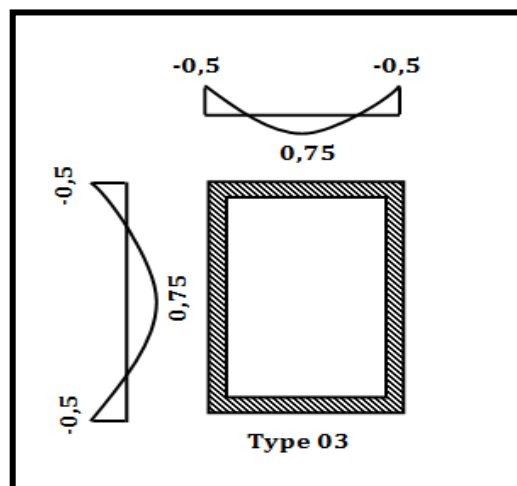


Figure III.2.3: schéma statique du panneau

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

On a:

$$L_x = 5,49 - 0,30 = 5,19\text{m}$$

$$L_y = 6,47 - 0,30 = 6,17\text{m}$$

La dalle porte suivant deux sens:

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

$$0,4 \leq \frac{5,19}{6,17} \leq 1$$

$$0,4 \leq 0,84 \leq 1$$

#### III.2.1.1 Calcul des moments:

❖ **ELU:**

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u$$

#### III.2.1 Tableau recapitulatif des valeurs de $\mu_y$ , $\mu_x$ en ELU et ELS :

ELU		ELS	
$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,052	0,667	0,0589	0,764

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0520 \cdot 11,8 \cdot 5,19^2 = 16,53 \text{ KN.ml}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0,667 \cdot 16,53 = 11,02 \text{ KN.ml}$$

❖ **ELS:**

$$M_x^s = \mu_x^s \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0589 \cdot 8,4 \cdot 5,19^2 = 13,33 \text{ KN.ml}$$

$$M_y^s = \mu_y^s \cdot M_x^s = 0,764 \cdot 13,33 = 10,18 \text{ KN.ml}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### ❖ ELU :

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75.M_x = 0,75. 16,53 = 12,40 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_y = 0,75. 11,02 = 8,27 \text{ KN.ml}$$

- **Moment en appuis intermédiaire :**

$$M_{aix} = 0,5.M_x = 0,5. 16,53 = 8,27 \text{ KN.ml}$$

$$M_{aiy} = 0,5.M_y = 0,5. 11,02 = 5,51 \text{ KN.ml}$$

#### ❖ ELS :

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75.M_x = 0,75. 13,33 = 9,99 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_y = 0,75. 10,18 = 7,64 \text{ KN.ml}$$

- **Moment en appuis intermédiaire :**

$$M_{aix} = 0,5.M_x = 0,5. 13,33 = 6,665 \text{ KN.ml}$$

$$M_{aiy} = 0,5.M_y = 0,5. 10,18 = 5,09 \text{ KN.ml}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.2.2 Tabelaup recapulatif des moments flechissants et des efforts tranchants

	ELu $v = 0$								ELS $v = 0.2$									
					$\mu_u$		$M_u$						$\mu_s$		$M_s$		$T_x$	$T_y$
	$l_x$	$l_y$	$\rho$	$q_u$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ux}$	$M_{uy}$	$q_s$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{sx}$	$M_{sy}$					
<b>P1</b>	5,19	6,18	0,84	11,800	0,052	0,667	16,53	11,02	8,40	0,0589	0,764	13,33	10,18	21,6	20,414			
<b>P2</b>	4,32	7,06	0,61	15,430	0,0798	0,317	22,98	7,28	10,87	0,0849	0,487	17,22	8,38	23,47	22,22			
<b>P3</b>	5,19	5,95	0,87	11,800	0,0488	0,721	15,51	11,18	8,40	0,0559	0,804	12,65	10,17	21,6	20,414			

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- Mode d'encastrement :

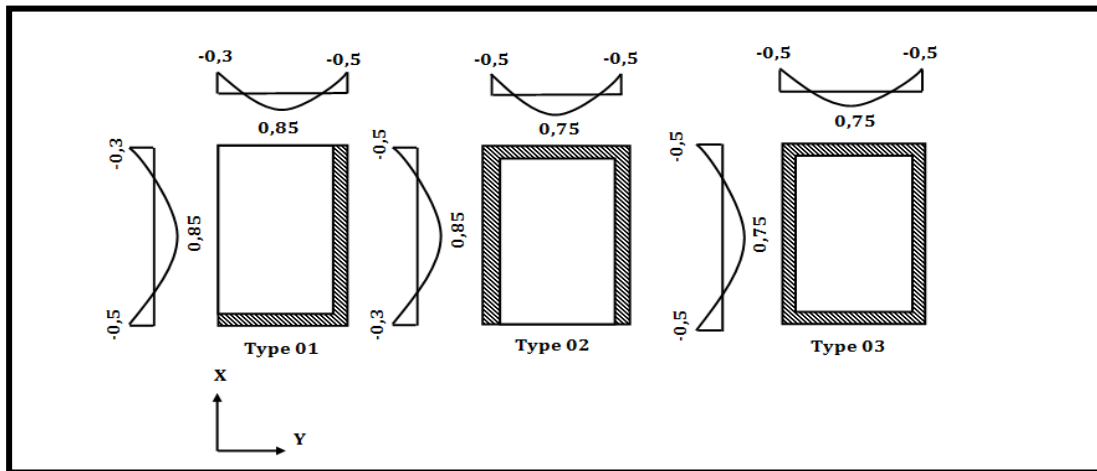


Figure III.2.4: Schéma statique des panneaux

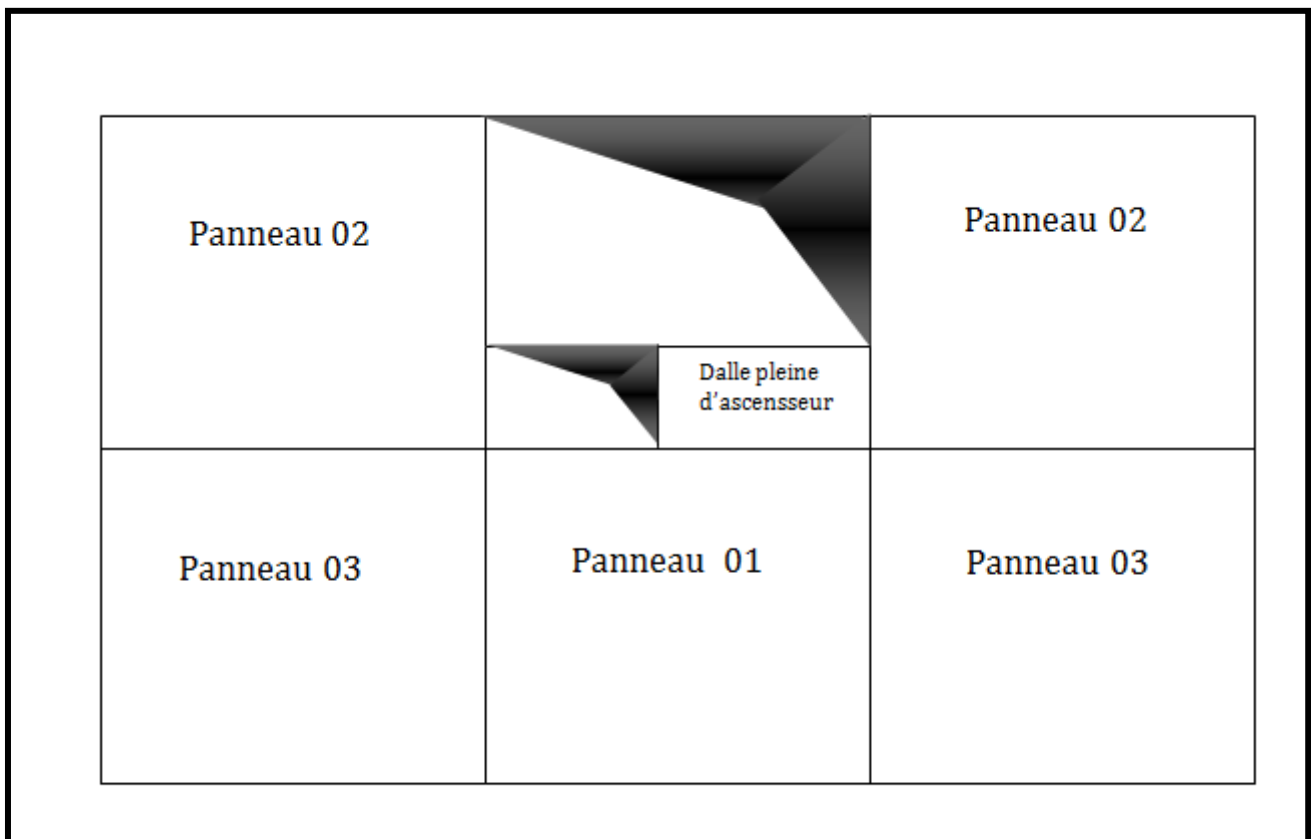


Figure III.2.5: Les différents panneaux de dalle (panneau continu et panneau de rive)



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.2.3 Tableau récapitulatif des moments fléchissant en ELU:

	$M_u$ (KN.m)		$M_t$ (KN.ml)		$M_{ar}$ (KN.ml)		$M_{ai}$ (KN.ml)	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
<b>P01</b>	16,53	11,02	12,40	8,27	-	-	8,27	5,51
<b>P02</b>	22,98	7,28	17,24	6,19	$M_{ai}=$ 11,49	2,18	11,49	3,64
<b>P03</b>	15,51	11,18	11,63	9,50	$M_{ai}=$ 7,76	3,35	7,76	5,59

#### III.2.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissants en ELS :

	$M_u$ (KN.m)		$M_t$ (KN.ml)		$M_{ar}$ (KN.ml)		$M_{ai}$ (KN.ml)	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
<b>P01</b>	13,33	10,18	9,99	7,64	-	-	6,7	5,09
<b>P02</b>	17,22	8,39	12,92	7,13	$M_{ai}=$ 8,61	2,52	8,61	4,195
<b>P03</b>	12,65	10,17	9,50	8,64	6,33	3,05	6,33	5,09

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.2.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissants maximum ELU :

$M_t(\text{KN.ml})$		$M_a(\text{KN.ml})$	
x-x	y-y	x-x	y-y
17,24	9,50	11,49	5,59

#### III.2.6 Tableau récapitulatif des moments fléchissants maximum ELS :

$M_t(\text{KN.ml})$		$M_a(\text{KN.ml})$	
x-x	y-y	x-x	y-y
12,92	8,64	8,61	5,09

#### III.2.1.2 Calcul de l'enrobage:

D'après le **B.A.E.L 91**:

$$\varnothing \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm on prendra } \rightarrow \varnothing = 10\text{mm}$$

$$C_x = a + \frac{\varnothing}{2} = 10 + 5 = 15\text{mm}$$

$$C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} = 25\text{mm}$$

$$d_x = h_d - c_x = 13,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 12,5\text{cm}$$

#### III.2.1.3 Ferrailage de la dalle pleine:

❖ **ELU :**

- **Sens x-x :**

- **En travée:**

$$M_u = 17,24\text{KN.ml}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

- **Calcul du moment réduit :**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{17,24 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 13,5^2} = 0,067$$

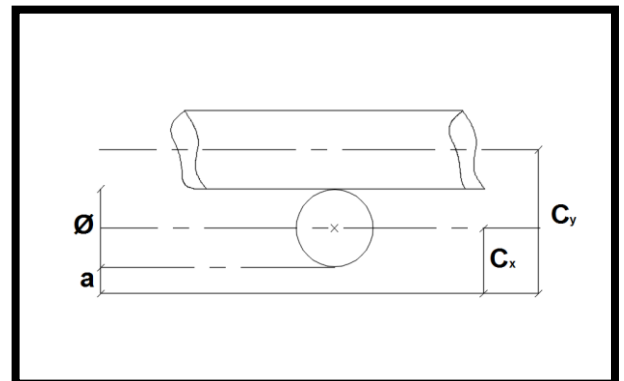


Figure III.2.6 : l'enrobage

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

On a:  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc:  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17,24 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,96 \cdot 13,5} = 3,81 \text{ m}^2/\text{ml}$$

#### III.2.1.3.1 Condition de non fragilité:

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

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

- ❖ **ELS :**

{  
Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- **En travée:**

$$M_u = 17,24 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 12,92 \text{ KN.ml}$$

$$\gamma = \frac{17,24}{12,92} = 1,33$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42$$

$$\alpha = 0,09 < 0,42 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- **En appuis:**

$$M_u = 11,49 \text{ KN.ml}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

- **Calcul du moment réduit :**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11,49 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 13,5^2} = 0,044$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,057$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11,49 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,98 \cdot 13,5} = 2,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### III.2.1.3.2 Condition de non fragilité:

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 4T10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- ❖ **ELS :**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations non préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- **En appuis :**

$$M_u = 11,49 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 8,61 \text{ KN.ml}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\gamma = \frac{11,49}{8,61} = 1,34$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42$$

$$\alpha = 0,057 < 0,57 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

• **Sens Y-Y :**

• **En travée:**

$$M_u = 9,50 \text{ KN.ml}$$

• **Vérification de l'existence de A' :**

• **Calcul du moment réduit :**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{9,50 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,043$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,055$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9,50 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,98 \cdot 12,5} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.2.1.3.4 Condition de non fragilité:

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix d'armature :**

$$A = 4T10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **ELS :**

{ Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- **En travée:**

$$M_u = 9,50 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 8,64 \text{ KN.ml}$$

$$\gamma = \frac{9,50}{8,64} = 1,1$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31$$

$$\alpha = 0,055 < 0,31 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

- **En appuis:**

$$M_u = 5,59 \text{ KN.ml}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

- **Calcul du moment réduit:**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,59 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,025$$

**On a:**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,59 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,99 \cdot 12,5} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.2.1.3.5 Condition de non fragilité:

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 4T10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- ELS :

{ Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- En appuis:

$$M_u = 5,59 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 5,09 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5,59}{5,09} = 1,098$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,30$$

$$\alpha = 0,032 < 0,30 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.2.7 Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle pleine:

	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Choix ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Espacement (cm)
$A_{tx}$	3,81	1,08	3,93	5T10	20
$A_{ty}$	2,23	1,08	3,14	4T10	25
$A_{ax}$	2,52	1,08	3,14	4T10	25
$A_{ay}$	1,30	1,08	3,14	4T10	25

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.2.1.3.6 Les efforts tranchant:

- On prend le cas le plus défavorable :

$$T_x = \frac{q_u \cdot l_x}{2 + \alpha} = \frac{15,43 \cdot 4,32}{2 + 0,61} = 25,54 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = \frac{15,43 \cdot 4,32}{3} = 22,22 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) = 25,54 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{25540}{1000 \cdot 135} = 0,19 \text{ MPa}$$

**Alors:**  $\bar{\tau} \geq \tau$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.2.1.3.7 Vérification de la flèche:

Selon l'article B.6.5.1 CBA93; les conditions à vérifier pour ne pas avoir une vérification sur les flèches limite pour les poutres:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^s}{20 \times M_x^s} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{15}{432} \geq \frac{12,92}{20 \times 12,92} \rightarrow 0,04 < 0,05 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\frac{4,52}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0,0035 < 0,005 \rightarrow \text{C.V}$$

**Donc:** la vérification de la flèche est nécessaire.

**Soit:**

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

**G<sub>cloison</sub> :** la charge permanente après la mise en place des cloisons.

**P :** la charge total (p=g+charge d'exploitation).



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$f_{gi}$  et  $f_{gv}$  : les flèches dues aux charges g.

$f_{ji}$  : la flèche due aux charge j.

$f_{pi}$  : la flèche due aux charge p.

$$a) F_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}}$$

$$b) F_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{Fi}}$$

Art: (Annexe D CBA 93) et  $f < \bar{f} = \frac{1}{500}$  ( $L < 5m$ . Art B.6.5.3 CBA 93)

$$E_v = 3700. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_v \times \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{i_0}{1+\lambda_i \times \mu}$$

**Avec:**

$$V_1 = \frac{\sum A_i.y_i + n.A.d}{\sum A_i + n.A} = \frac{15.100.7,5 + 15.3.93.1.13,5}{15.100 + 15.3.93} = 7,73 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,27 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b.V_1^3}{3} + \frac{b.V_2^3}{3} + n.A.(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 30166,97 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{c28}}{5.\rho}$$

**Avec:**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100.13,5} = 0,00291$$

**Donc:**

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{c28}}{5.\rho} = \frac{0,05.2,1}{5.0,00291} = 7,22$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,89$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### 1) Calcul $f_{gv}$ :

$$F_{gv} = \frac{M^{ser}_g \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fgv}}$$

$$M^{ser}_g = 0,85 \cdot \mu_x^s \cdot G \cdot L_x^2 = 0,85 \cdot 0,0589 \cdot 5,87 \cdot 4,32^2 = 5,48 \text{ KN.m}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,291 \rightarrow \beta_1 = 0,915$$

$$\sigma_s^g = ? \rightarrow A = \frac{M^{ser}_g}{\sigma_s^g \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^g = \frac{M^{ser}_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5480}{3,93 \cdot 0,915 \cdot 13,5} = 112,9 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00291 \cdot 112,9 + 2,1} = -0,076$$

$$I_{Fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 30166,97}{1 + 2,89 \cdot (-0,076)} = 42595,9 \text{ cm}^4$$

$$F_{gv} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fgv}} = \frac{5480 \cdot 4,32^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 10818,9 \cdot 42595,9} = 0,22 \text{ cm}$$

#### 2) Calcul $f_{ij}$ :

$$F_i = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fij}}$$

$$M^{ser}_j = 0,85 \cdot \mu_x^s \cdot (G - G_{cloison}) \cdot L_x^2 = 0,85 \cdot 0,0589 \cdot (5,87 - 0,9) \cdot 4,32^2 = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,291 \rightarrow \beta_1 = 0,915$$

$$\sigma_s^j = ? \rightarrow A = \frac{M^{ser}_j}{\sigma_s^j \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^j = \frac{M^{ser}_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4640}{3,93 \cdot 0,915 \cdot 13,5} = 95,60 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00291 \cdot 95,60 + 2,1} = -0,14$$

$$I_{Fij} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 30166,97}{1 + 7,22 \cdot (-0,14)} = 3072561,8 \text{ cm}^4$$

$$F_{ij} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fij}} = \frac{4620 \cdot 4,32^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164,2 \cdot 3072561,8} = 0,001 \text{ cm}$$

#### 3) Calcul $f_{pi}$ :

$$F_{pi} = \frac{M^{ser}_p \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$M^{ser}_p = 0,85 \cdot \mu_x^s \cdot (G + Q) \cdot L_x^2 = 0,85 \cdot 0,0589 \cdot (5,87 + 5) \cdot 4,32^2 = 10,2 \text{ KN.m}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,291 \rightarrow \beta_1 = 0,915$$

$$\sigma_s^p = ? \rightarrow A = \frac{M^{ser}_p}{\sigma_s^p \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^p = \frac{M^{ser}_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{10200}{3,93 \cdot 0,915 \cdot 13,5} = 210,11 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s \cdot g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00291 \cdot 210,11 + 2,1} = 0,19$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 30166,97}{1 + 7,22 \cdot 0,195} = 13925,4 \text{ cm}^4$$

$$F_{pi} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{10200 \cdot 4,32^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164 \cdot 2 \cdot 13925,4} = 0,43 \text{ cm}$$

#### 4) Calcul $f_{gi}$ :

$$F_{gi} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}}$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 30166,97}{1 + 7,22 \cdot -0,076} = 73532,3 \text{ cm}^4$$

$$F_{gi} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{10200 \cdot 4,32^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164 \cdot 2 \cdot 73532,3} = 0,10 \text{ cm}$$

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

$$\Delta f_t = (0,22 - 0,001) + (0,43 - 0,10)$$

$$\Delta f_t = 0,549 \text{ cm}$$

#### • Flèche admissible :

$$l = 4,32 \text{ m} < 5 \text{ m} \rightarrow \Delta f_{t \max} = \frac{l}{500} = \frac{432}{500} = 0,864 \text{ cm}$$

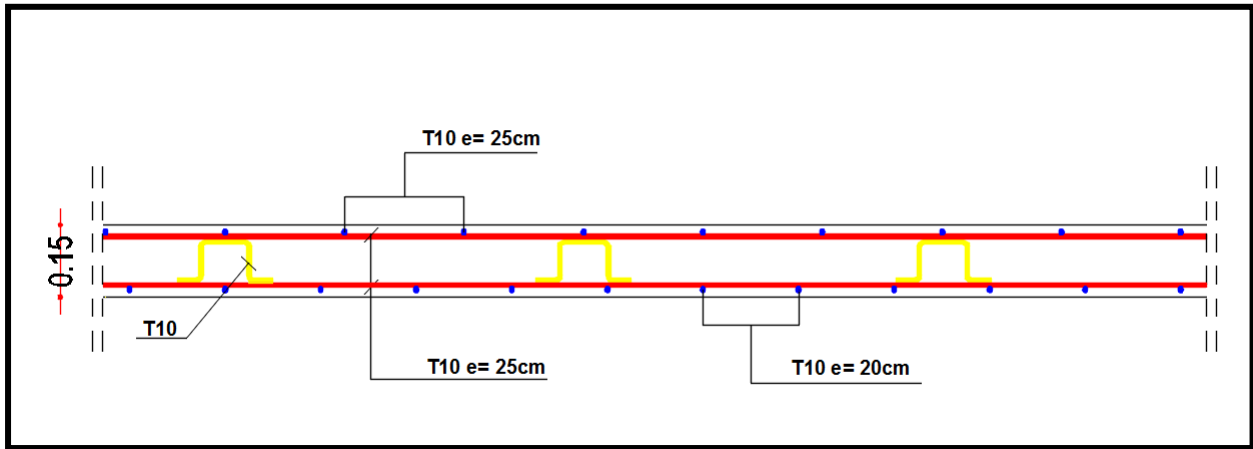
#### ✓ Conclusion :

$$\Delta f_t = 0,549 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = 0,864 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

# CHAPITRE III

## Etude des éléments non structuraux

### Coupe sens X-X



### Coupe sens Y-Y

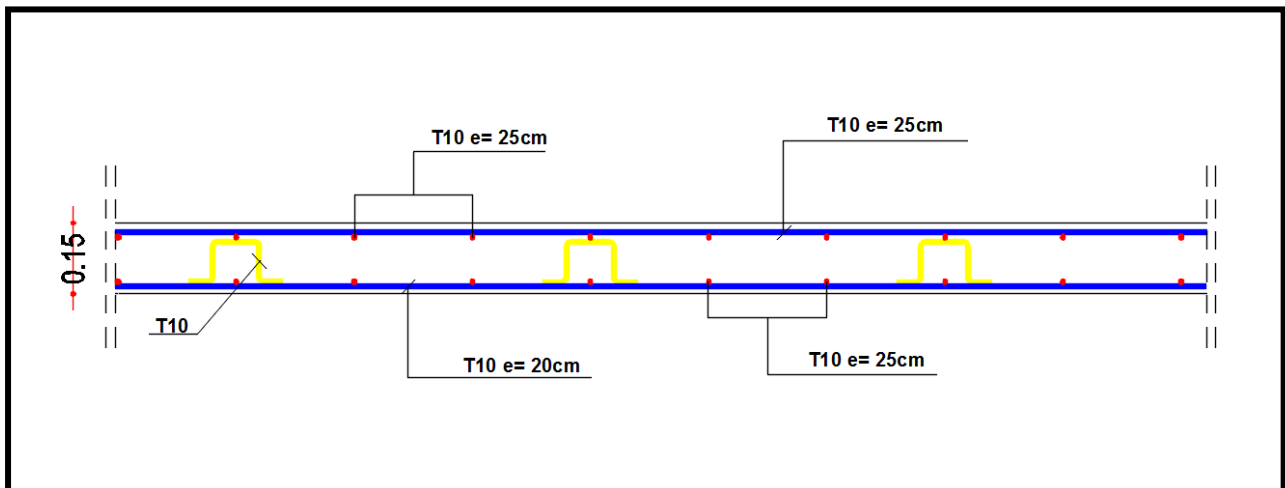


Figure III.2.7: schéma de ferrailage de la dalle pleine

(Haut sous sol)

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.3 Etude d'escalier:

Ouvrage de circulation verticale comprenant une suite de degrés (marches ou paliers) destiné à relier deux plans horizontaux placés à différentes hauteurs.

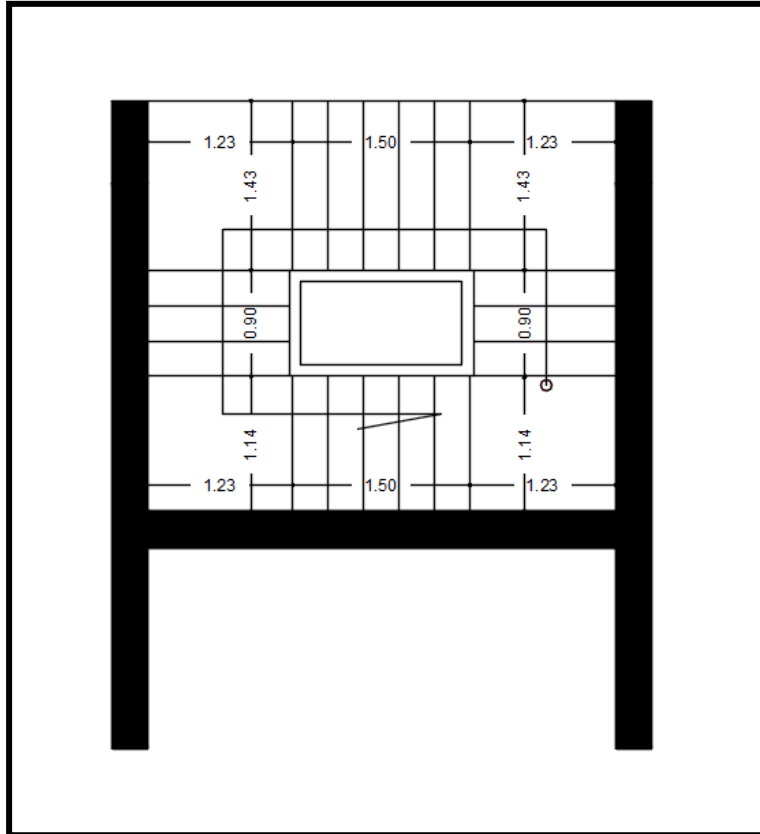


Figure III.3.1: vue en plan d'escalier

(Etage courant)

#### 1) Les types d'escalier:

- Type 01 :

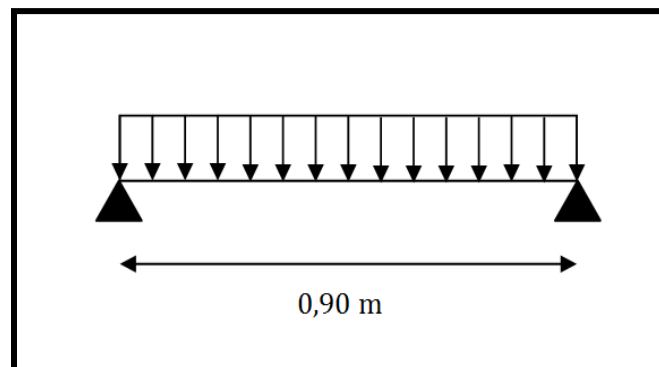


Figure III.3.2: schéma statique de la volée type 01

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- Types 02 :

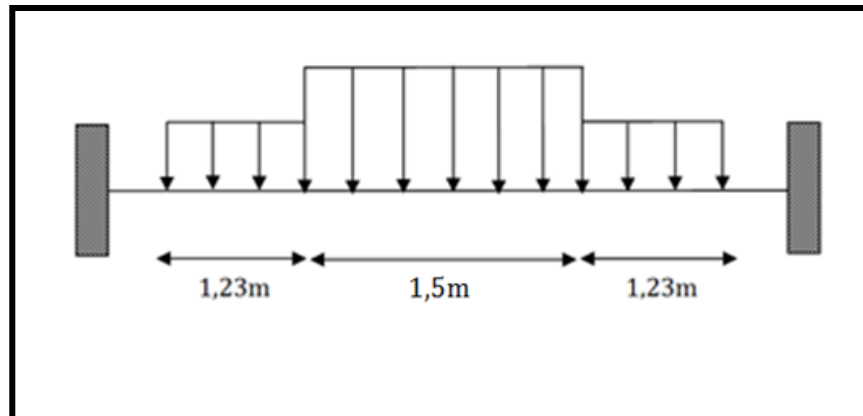


Figure III.3.3: schéma statique de la volée type 02

#### III.3.1 Types 1:

- ❖ ELU :
- Vole 01 et 03 :

On a:

$$G=7,82 \text{ KN/m}^2$$

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

**Donc:**

$$q_u = (1,35.Q+1,5.G).1 = (1,35. 7,82 + 1,5.2,5 ).1=14,31 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (Q+G).1 = (7,82 + 2,5).1 = 10,32 \text{ KN/m}^2$$

- Palier de repos:

On a:

$$G=5,4 \text{ KN/m}^2$$

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

**Donc:**

$$q_u = (1,35.Q+1,5.G).1 = (1,35. 5,4 + 1,5.2,5 ).1=11,04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (Q+G).1 = (5,4 + 2,5).1 = 7,9 \text{ KN/m}^2$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

En utilisant logiciel RDM6:

a) Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchant:

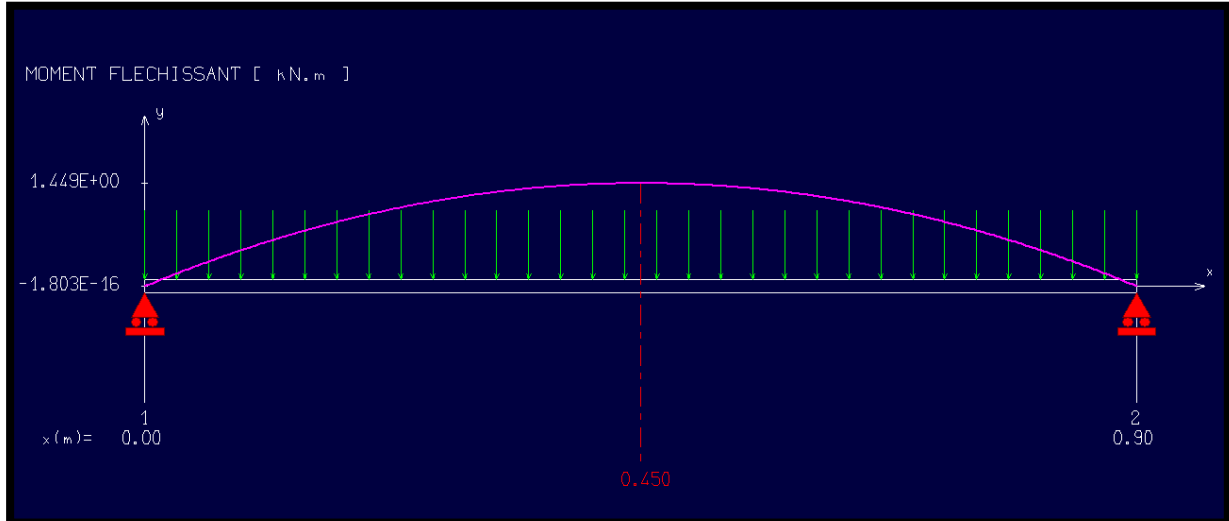


Figure III.3.4 : Diagramme de moments fléchissants en ELU

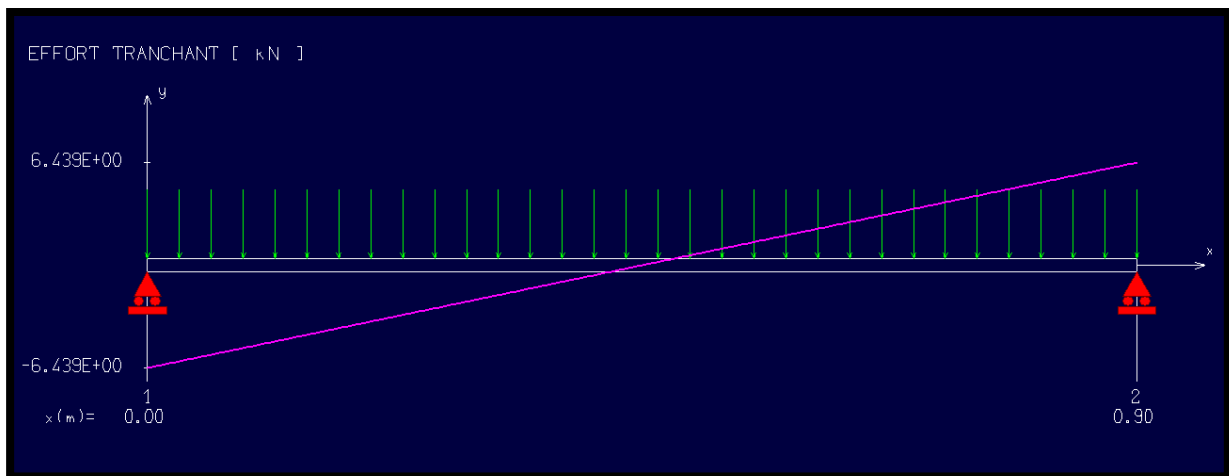


Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants en ELU

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

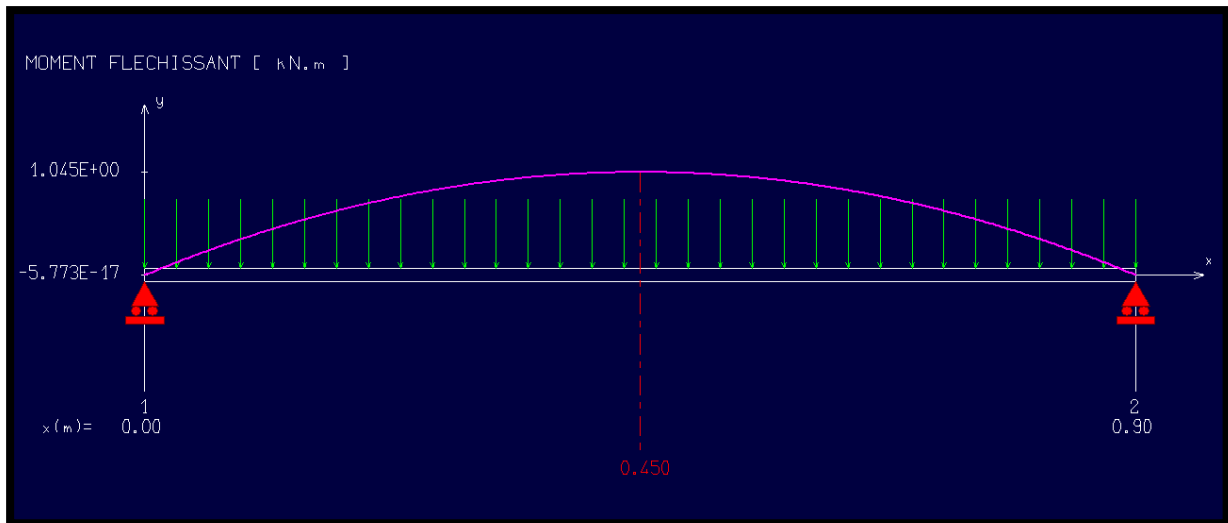


Figure III.3.6 : Diagramme de moments fléchissants en ELS

III.3.1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants en ELU :

$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	Effort tranchant (KN)
1,16	0,29	6,44

III.3.2 Tableau récapitulatif des moments fléchissants en ELS :

$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
0,84	0,21

III.3.1.1 Ferrailage de l'escalier:

- ❖ ELU :
- En travée:

$$M_{tu} = 1,16 \text{ KN.ml}$$

- Vérification de l'existence de A' :



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- **Calcul du moment réduit:**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u \text{ max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,16 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,004$$

**On a:**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1,16 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,997 \cdot 14,2} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.3.1.1.1 Condition de non fragilité:

$$A > A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A < A_{min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### III.3.1.1.2 L'espacement minimal des armatures:

$$e \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 4T10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

❖ **ELS :**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,84 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\gamma = \frac{8,90}{6,45} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,01 < 0,44 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.3.1.1.3 Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix :** 4T10/ml = 3,14/ml
- **En appuis:**

$$M_u = 0,29 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit:**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u \text{ max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,29 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,001$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,001$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,9995$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0,29 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,9995 \cdot 14,4} = 0,058 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.3.1.1.4 Condition de non fragilité:

$$A > A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A < A_{min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### III.3.1.1.5 L'espacement minimal des armatures :

$$e \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- **Choix d'armature :**

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations non préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$$

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 0,29 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,21 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{0,29}{0,21} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,001 < 0,44 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.3.1.1.6 Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

- **Choix:** 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml

#### III.3.1.2 Vérification de l'effort tranchant:

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 6,44 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{6440}{1000 \cdot 144} = 0,05 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.3.3 Tableau récapitulatif de choix des armatures et les espacements :

		Espacement (cm)
En travée (cm <sup>2</sup> /ml)	4T10	25
En appuis (cm <sup>2</sup> /ml)	4T10	25

#### III.3.2 Types 02:

- ELU :
- Vole 02 :

On a:

$$G=7,65 \text{ KN/m}^2$$

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

**Donc:**

$$q_u' = (1,35.Q+1,5.G).1 = (1,35. 7,65 + 1,5.2,5 ).1=14,08 \text{ KN/ml}$$

$$q_s' = (Q+G).1 = (7,65 +2,5).1 = 10,15 \text{ KN/ml}$$

- Palier de repos:

On a:

$$G=5,4 \text{ KN/m}^2$$

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

**Donc:**

$$q_u = (1,35.Q+1,5.G).1 = (1,35. 5,4 + 1,5.2,5 )=11,04 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (Q+G).1 = (5,4 +2,5) = 7,9 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{mur}} = (h_e-0,68-0,30).g_{\text{mur}}= 6,1 \text{ KN/ml}$$

#### III.3.2.1 Calcul des réactions des appuis de vole 01:

$$R^u_A = R^u_B = \frac{Q.L}{2} = 6,44 \text{ KN/ml}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$R^s_A = R^s_B = \frac{Q.L}{2} = 4,64 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELU :**

$$q^{u}_{eq} = \frac{(q_u + R_A).L.2 + q_u'.L}{L_T} + G_{mur} = \frac{(11,04 + 6,44)1,23.2 + 14,08.1,5}{1,23.2 + 1,5} + 1,35.6,1 = 24,43 \text{ KN/m}^2$$

❖ **ELS :**

$$q^s_{eq} = \frac{(q_s + R_A).L.2 + q_s.L}{L_T} + G_{mur} = \frac{(7,9 + 4,64)1,23.2 + 10,15.1,5}{1,23.2 + 1,5} + 6,1 = 17,74 \text{ KN/m}^2$$

En utilisant logiciel **RDM6**:

- **Les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants :**

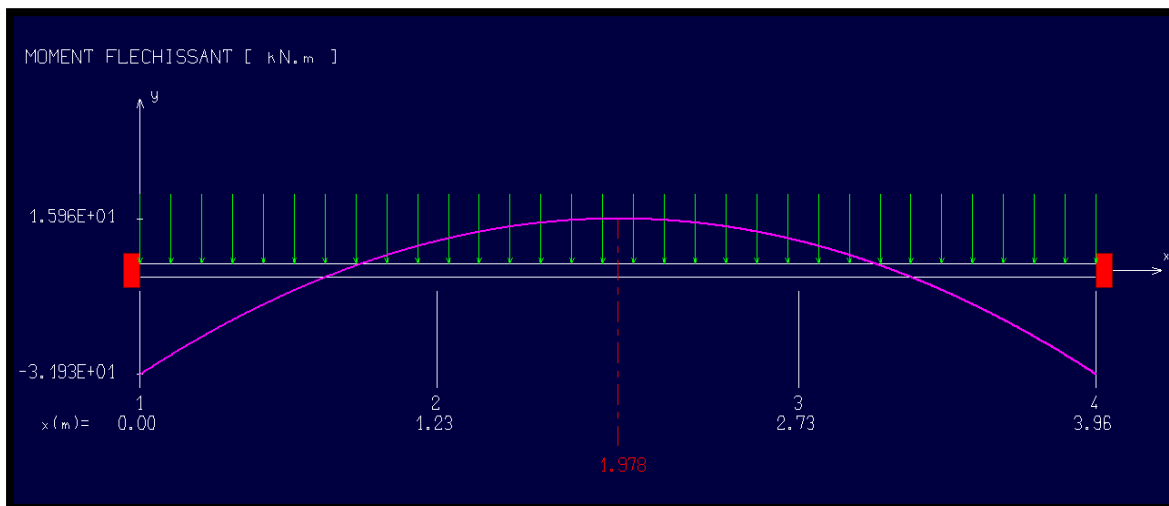


Figure III.3.7 : Diagramme de moments fléchissants en ELU

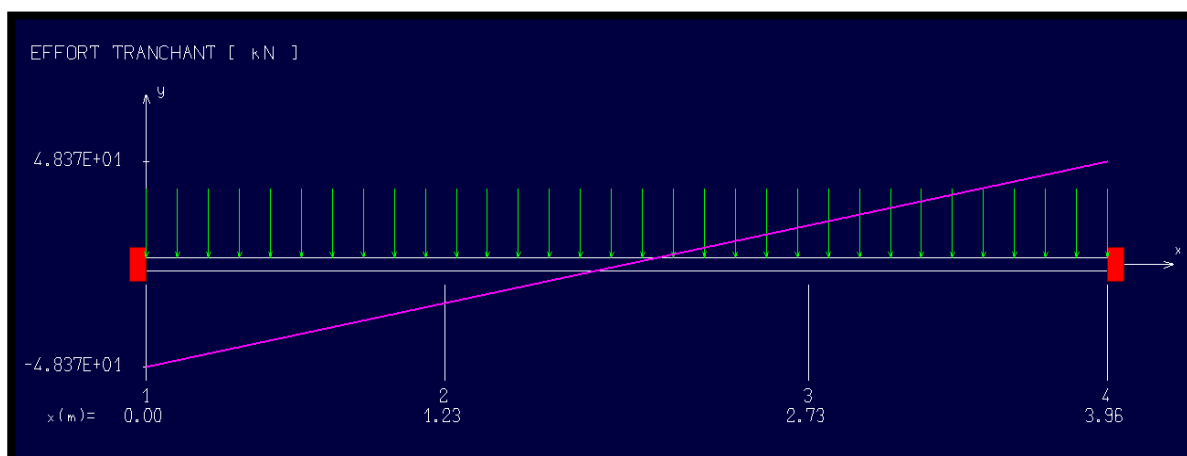


Figure III.3.8 : Diagramme des efforts tranchants en ELU

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

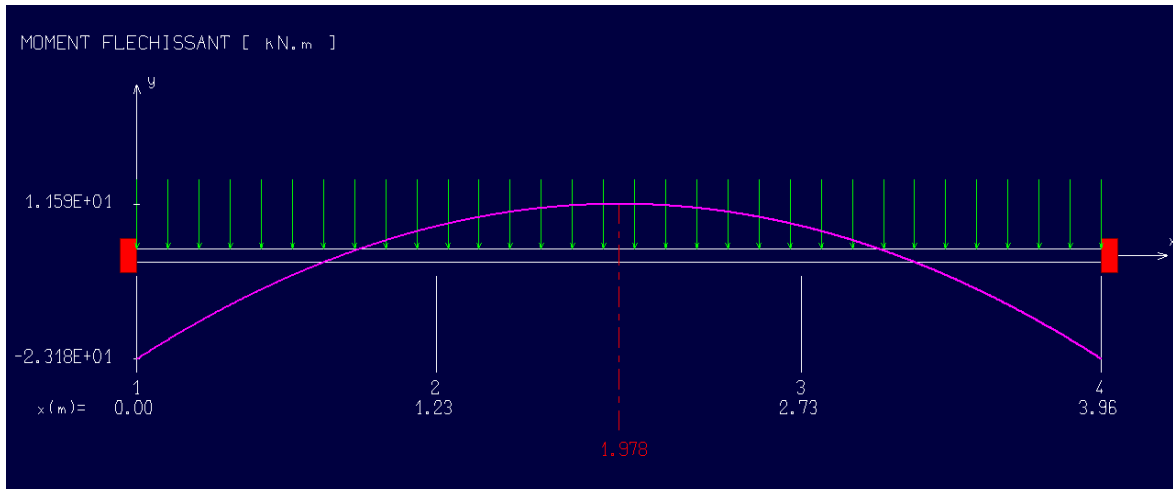


Figure III.3.5 : Diagramme de moments fléchissants en ELS

#### III.3.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants en ELU :

$M_t$ (KN.ml)	$M_a$ (KN.ml)	Effort tranchant (KN)
15,96	31,93	48,37

#### III.3.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissants en ELS :

$M_t$ (KN.ml)	$M_a$ (KN.ml)
11,59	23,18

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.3.2.2 Ferrailage de l'escalier:

❖ **ELU :**

- **En travée:**

$$M_{tu} = 15,96 \text{ KN.ml}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit:**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15,96 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,054$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,06$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,96 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,96 \cdot 144} = 3,32 \text{ m}^2/\text{ml}$$

#### III.3.2.2.1 Condition de non fragilité:

$$A > A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > A_{min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### III.3.2.2.2 L'espacement minimal des armatures :

$$e \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- **ELS :**

{ Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 15,96 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 11,59 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{15,96}{11,59} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,06 < 0,44 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.3.2.2.3 Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix:** 4T10 /ml = 3,93 cm<sup>2</sup>/ml

- **En appuis:**

$$M_u = 31,93 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

- **Calcul du moment réduit:**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{31,93 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,108$$

**On a:**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,144$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,94$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{31,93 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,94 \cdot 14,4} = 6,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.3.2.2.4 Condition de non fragilité:

$$A > A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > A_{min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.3.2.2.5 L'espaceur minimal des armatures:

$$e \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min(48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- ❖ **ELS :**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations non préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 31,93 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 23,18 \text{ KN.ml}$$

$$\gamma = \frac{31,93}{23,18} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,144 < 0,44 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.3.2.2.6 Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix: } 4T10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

#### III.3.2.2 Vérification de l'effort tranchant:

Pour des fissurations non préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 48,37 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{48370}{1000 \cdot 144} = 0,34 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### III.3.6 Tableau récapitulatif de choix des armatures et les espacements :

		Espacement (cm)
En travée (cm <sup>2</sup> /ml)	5T10	20
En appuis (cm <sup>2</sup> /ml)	6T12	15

#### III.3.3. Type02:

❖ ELU :

- Vole 04 :

On a:

$$G = 7,65 \text{ KN/m}^2$$

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

Donc:

$$q_u' = (1,35 \cdot Q + 1,5 \cdot G) \cdot 1 = (1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 7,65) \cdot 1 = 14,08 \text{ KN/ml}$$

$$q_s' = (Q + G) \cdot 1 = (2,5 + 7,65) \cdot 1 = 10,15 \text{ KN/ml}$$

- Palier de repos:

On a:

$$G = 5,4 \text{ KN/m}^2$$

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

Donc:

$$q_u = (1,35 \cdot Q + 1,5 \cdot G) \cdot 1 = (1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 5,4) = 11,04 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (Q + G) \cdot 1 = (2,5 + 5,4) = 7,9 \text{ KN/ml}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.3.3.1 Calcul des réactions des appuis de vole 01:

$$R^u_A = R^u_B = \frac{Q.L}{2} = 6,44 \text{ KN/ml}$$

$$R^s_A = R^s_B = \frac{Q.L}{2} = 4,64 \text{ KN/ml}$$

#### ❖ ELU :

$$q^u_{eq} = \frac{(q_u + R_A).L.2 + q_u'.L}{L_T} = \frac{(11,04 + 6,44)1,23.2 + 14,08.1,5}{1,23.2 + 1,5} = 16,195 \text{ KN/m}^2$$

#### ❖ ELS :

$$q^s_{eq} = \frac{(q_s + R_A).L.2 + q_s.L}{L_T} = \frac{(7,9 + 4,64)1,23.2 + 10,15.1,5}{1,23.2 + 1,5} = 11,64 \text{ KN/m}^2$$

En utilisant logiciel RDM6:

- Les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants :

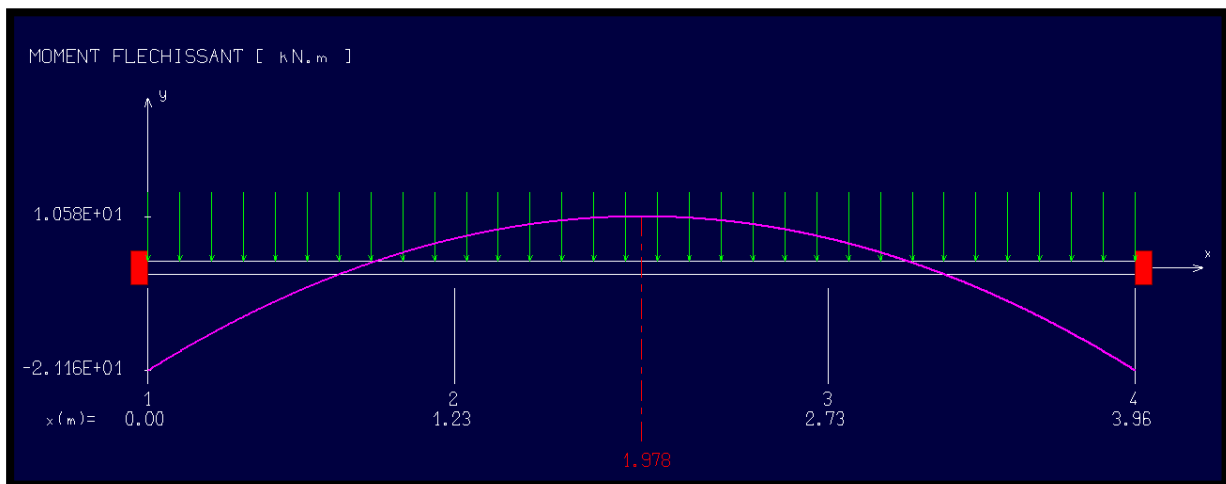


Figure III.3.10 : Diagramme de moments fléchissants en ELU

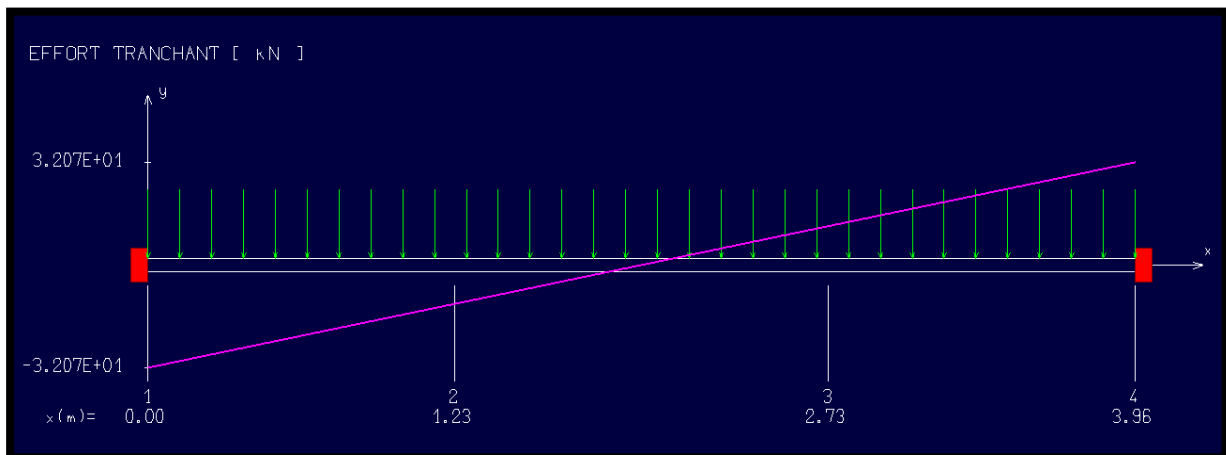
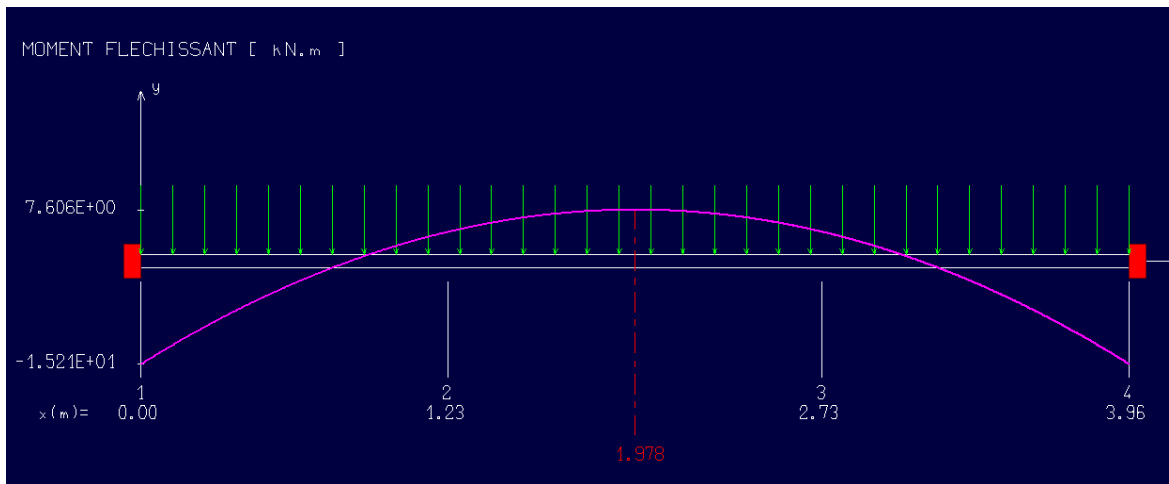


Figure III.3.11 : Diagramme des efforts tranchants en ELU

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux



**Figure III.3.12 : Diagramme de moments fléchissants en ELS**

#### III.3.7 Tableau récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants en ELU :

$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	Effort tranchant (KN)
10,58	21,16	32,07

#### III.3.8 Tableau récapitulatif des moments fléchissants en ELS :

$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
7,61	15,21

#### III.3.3.2 Ferrailage de l'escalier:

- ❖ ELU :
- En travée:

$M_{tu} = 10,58 \text{ KN.ml}$

- Vérification de l'existence de A' :
- Calcul du moment réduit :

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,58 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,04$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_S$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,046$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,58 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,98 \cdot 14,4} = 2,15 \text{ m}^2/\text{ml}$$

#### III.3.3.2.1 Condition de non fragilité:

$$A > A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > A_{min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### III.3.3.2.2 L'espacement minimal des armatures:

$$e \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

#### • Choix d'armature :

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

#### ❖ ELS :

{  
Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$M_u = 10,58 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 7,61 \text{ KN.ml}$$

$$\gamma = \frac{10,58}{7,61} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,046 < 0,45 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.3.3.2.3 Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix:** 3T10 /ml = 2,36/ml
- **En appuis:**

$$M_{au} = 21,16 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit :**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21,16 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,07$$

**On a:**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_S$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,093$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21,16 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,96 \cdot 14,4} = 4,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.3.3.2.4 Condition de non fragilité:

$$A > A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > A_{min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

❖ ELS :

{ Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 21,16 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 15,21 \text{ KN.ml}$$

$$\gamma = \frac{21,16}{15,21} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,07 < 0,45 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### III.3.3.2.5 Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,178 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix** : 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml

#### III.3.3.3 Vérification de l'effort tranchant:

Pour des fissurations non préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 32,07 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{32070}{1000 \cdot 144} = 0,198 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.3.9 Tableau récapitulatif de choix des armatures et les espacements :

		Espacement (cm)
En travée (cm <sup>2</sup> /ml)	4T10	25
En appuis (cm <sup>2</sup> /ml)	6T10	15

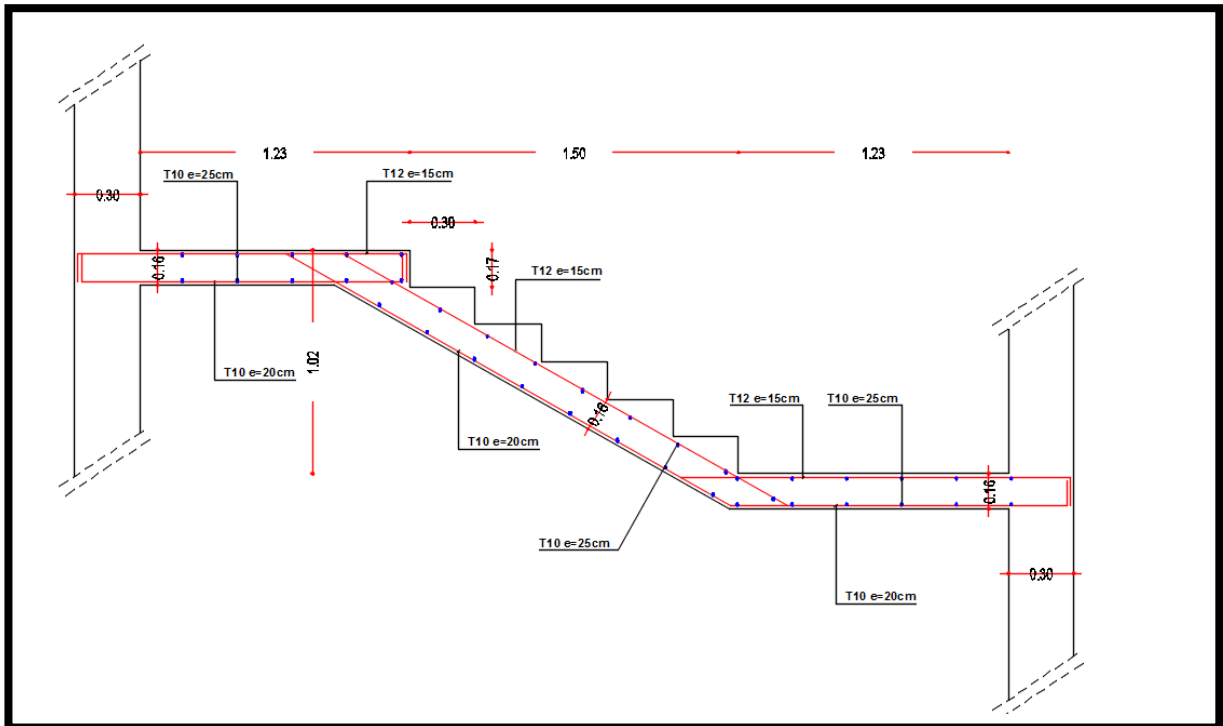


Figure III.3.13: schéma ferrailage de la volée 02



# CHAPITRE III

## Etude des éléments non structuraux

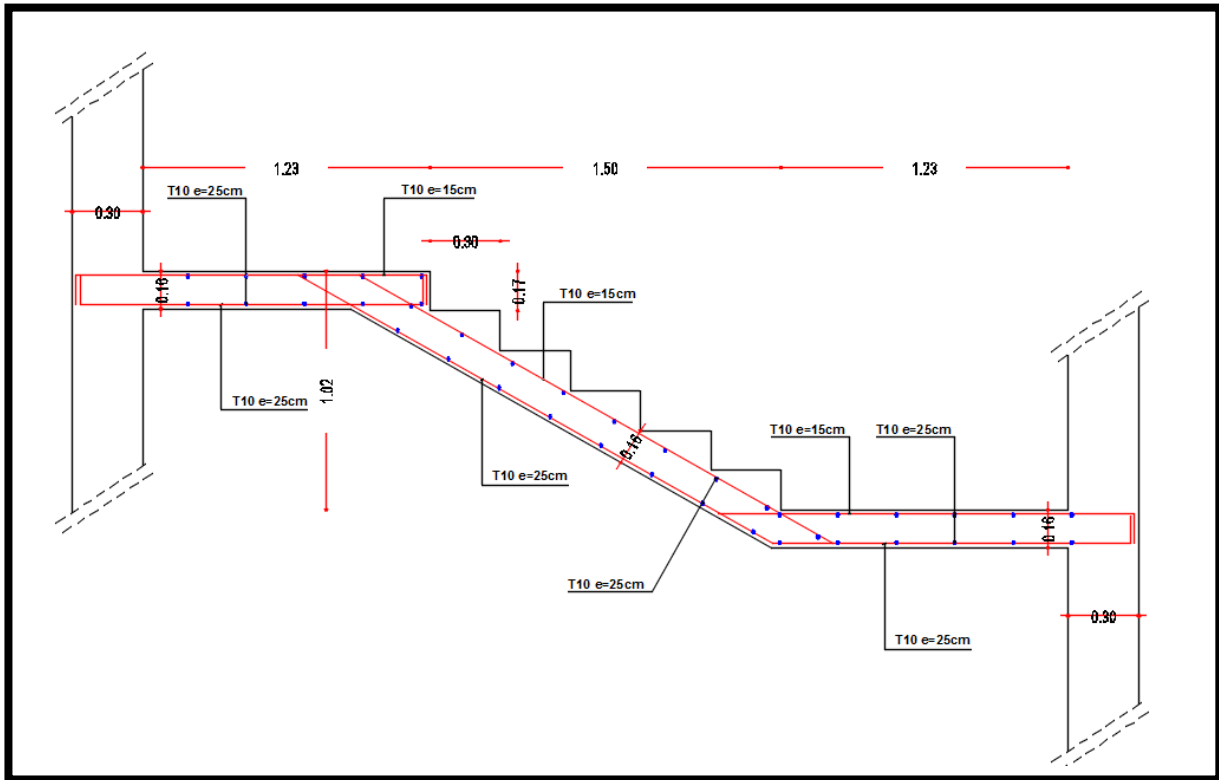


Figure III.3.14: schéma ferrailage de la volée 04

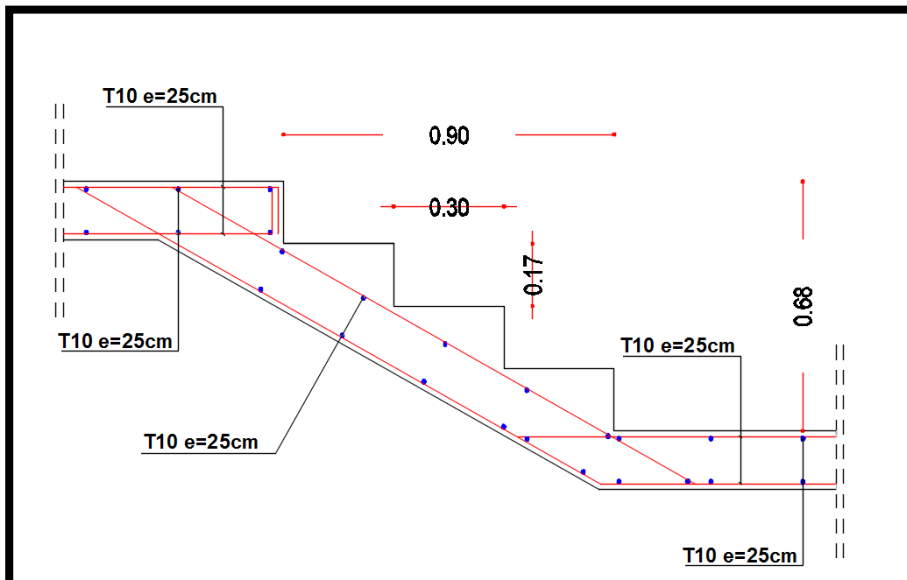


Figure III.3.15: schéma ferrailage vole des volées

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.4 Etude de balcon:

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur et forme ainsi une « pièce en hauteur ». Le plus souvent, il se trouve à l'extérieur du bâtiment, mais peut aussi être à l'intérieur, comme une galerie dans une salle de spectacle.

#### 1) Les types de balcon:

##### Type 01:

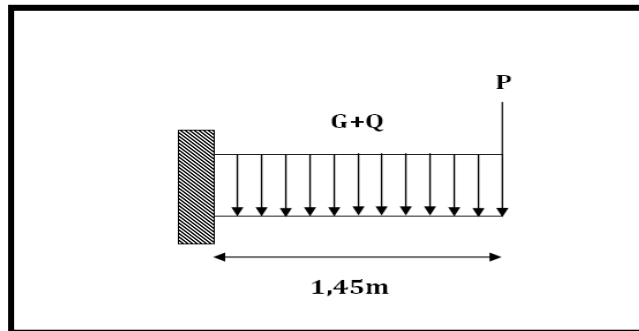


Figure III.4.1: schéma statique du balcon type 01

##### Type 02:

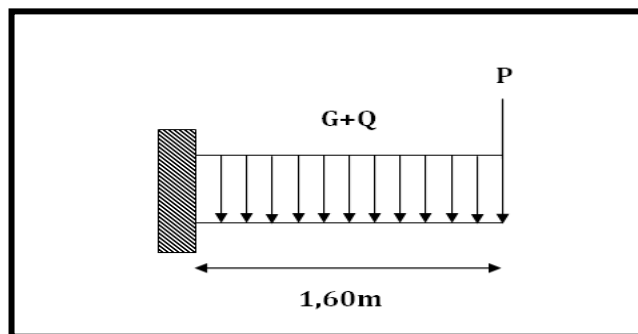


Figure III.4.2: schéma statique du balcon type 02

##### Type 03:

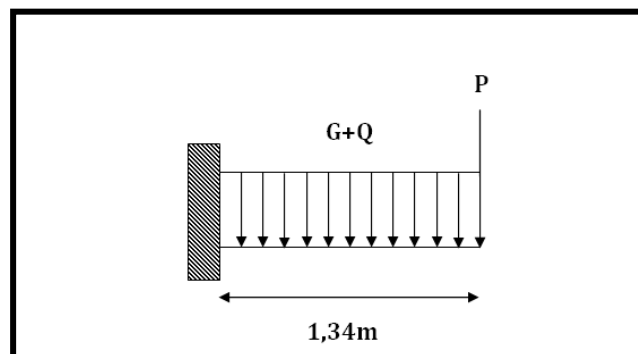


Figure III.4.3: schéma statique du balcon type 03

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

Type 04:

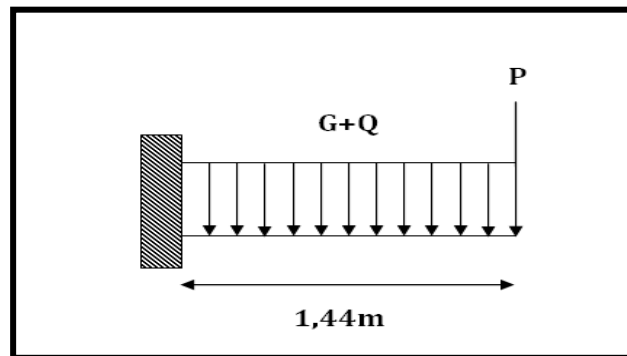


Figure III.4.4: schéma statique d'un balcon type 04

III.4.1 Exemple de calcul:

- Type 01 :

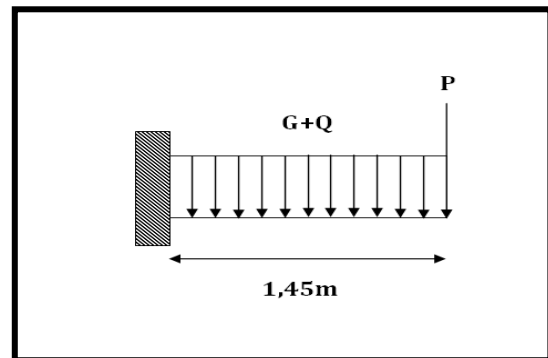


Figure III.4.5: schéma statique d'un balcon type 01

On a:

$$G = 4,97 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_{\text{mur}} \cdot h = (1,8 + 2,18 \cdot 0,02) \cdot (3,4 - 0,55) = 7,182 \text{ KN/ml}$$

III.4.1.1 Calcul des moments fléchissant:

❖ ELU :

$$M_u = - (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot \frac{L^2}{2} - 1,35 \cdot P \cdot L$$

$$M_u = -26,63 \text{ KN.ml}$$

❖ ELS :

$$M_s = - (G + Q) \cdot \frac{L^2}{2} - P \cdot L$$

$$M_s = -19,31 \text{ KN.ml}$$

III.4.1.2 Ferrailage de balcon:

III.4.1.2.1 Calcul de l'enrobage :

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\emptyset \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm on prendra } \rightarrow \emptyset = 10\text{mm}$$

$$C = a + \frac{\emptyset}{2} = 10 + 5 = 15\text{mm}$$

$$d = h_d - c = 13,5\text{cm}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

$$M_u = -26,63 \text{ KN.ml}$$

- **Calcul du moment réduit:**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{26,63 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 13,5^2} = 0,103$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,136$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,95$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{26,63 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,95 \cdot 13,5} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.4.1.2.2 Condition de non fragilité:

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### III.4.1.2.3 L'espacement des armatures:

$$e \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min (45 \text{ cm} ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow e = 15\text{cm}$$

- ❖ **ELS :**

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

{ Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- Y la solution d'équation de deuxième degré :

$$b.y^2 + 30(A_s + A_s').y - (30(A_s.d + A_s'.d)) = 0$$

$$100.y^2 + 188,4.y - 2543,4 = 0$$

$$\Delta = 188,4^2 - 4(100) \cdot (-2543,4) = 1052854,56$$

$$\sqrt{\Delta} = 1026,1$$

Donc:

$$Y = 4,19 \text{ cm}$$

- Le moment quadratique :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 10619,6 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{19,31 \cdot 10^6}{10616,9 \cdot 10^4} = 0,18$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,18 \cdot 41,9 = 7,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 251,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 251,37 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le **B.A.E.L 91** si  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

On calcule :

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{st}) = 1,16$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

**Puis:**  $\cos \varphi = \lambda^{-3/2}$  d'où  $\varphi$  en degrés

$$\cos \varphi = 0,80 \rightarrow \varphi = 36,8^\circ$$

**On trouve:**  $\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos (240 + \varphi/3) = 0,34$

Le diagramme fourni en annexes donne directement les valeurs de :  $\alpha$

**Ayant obtenu  $\alpha$ , on calcule :**  $\sigma_{bc} = (\overline{\sigma_{st}}/n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 6,92 \text{ MPa}$

**On vérifie que:**  $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 6,92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

**Puis on obtient:**  $A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{(2\overline{\sigma_{st}})} = 7,88 \text{ cm}^2$

• **Choix d'armature :**

$$11\text{T}10 = 8,64 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

#### III.4.1.2.4 Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{8,64}{4} = 1,83 \text{ cm}^2$$

• **Choix :**  $A_r = 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

#### III.4.1.3 Vérification de l'effort tranchant:

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que:

$$T_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot L + 1,35 \cdot P$$

$$T_u = 27,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 27,04 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{27040}{135 \cdot 1000} = 0,20 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### III.4.1.4 Vérification de la flèche:

Selon l'article B.6.5.1 CBA93; les conditions à vérifier pour ne pas avoir une vérification sur les flèches limite pour les poutres:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M^s_x}{20 \times M_x} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$\frac{15}{145} \geq \frac{19,31}{20 \times 19,31} \rightarrow 0,103 > 0,05 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{8,64}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0,006 \geq 0,005 \rightarrow \text{C.N.V}$$

**Donc:** la vérification de la flèche est nécessaire.

**Soit:**

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

**G<sub>cloison</sub> :** la charge permanente après la mise en place des cloisons.

**P :** la charge total (p=g+charge d'exploitation).

**f<sub>gi</sub> et f<sub>gv</sub> :** les flèches dues aux charges g.

**f<sub>ji</sub> :** la flèche due aux charge j.

**f<sub>pi</sub> :** la flèche due aux charge p.

$$\text{a) } F_v = \frac{M \cdot l^2}{4 \cdot E_v \cdot I_{Fv}}$$

$$\text{b) } F_i = \frac{M \cdot l^2}{4 \cdot E_i \cdot I_{Fi}}$$

Art : (Annexe D CBA 93) et  $f < \bar{f} = \frac{l}{500}$  ( $L < 5\text{m}$ . Art B.6.5.3 CBA 93)

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{i_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

**Avec:**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i + n \cdot A \cdot d}{\sum A_i + n \cdot A} = \frac{15 \cdot 100 \cdot 7,5 + 15 \cdot 8,64 \cdot 13,5}{15 \cdot 100 + 15 \cdot 8,64} = 7,98 \text{ cm } 1629,6$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,02 \text{ cm}$$

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

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$I_0 = 32419,6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{c28}}{5 \cdot \rho}$$

**Ave :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8,64}{100 \cdot 13,5} = 0,0064$$

**Donc:**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{5 \cdot 0,0064} = 3,3$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,31$$

**1) Calcul  $f_{gv}$ :**

$$F_{gv} = \frac{M_{g}^{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fgv}}$$

$$M_{g}^{ser} = -G \cdot \frac{L^2}{2} - P \cdot L = -4,97 \cdot \frac{1,45^2}{2} - 7,182 \cdot 1,45 = 15,64 \text{ KN.m}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,640 \rightarrow \beta_1 = 0,8825$$

$$\sigma_s^g = ? \rightarrow A = \frac{M_{g}^{ser}}{\sigma_s^g \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^g = \frac{M_{g}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{15640}{8,64 \cdot 0,8825 \cdot 13,5} = 152 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0064 \cdot 152 + 2,1} = 0,39$$

$$I_{Fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 32419,6}{1 + 1,31 \cdot 0,39} = 23602,9 \text{ cm}^4$$

$$F_{gv} = \frac{M \cdot l^2}{4 \cdot E_v \cdot I_{Fgv}} = \frac{15640 \cdot 1,45^2 \cdot 10^4}{4 \cdot 10818,9 \cdot 23602,9} = 0,32 \text{ cm}$$

**2) Calcul  $f_{ij}$ :**

$$F_i = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fij}}$$

$$M_{s}^{ser} = (G - G_{cloison}) \cdot \frac{L^2}{2} - P \cdot L = (4,97 - 0,9) \cdot \frac{1,45^2}{2} + 7,182 \cdot 1,45 = 14,70 \text{ KN.m}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,640 \rightarrow \beta_1 = 0,8825$$

$$\sigma_s^j = ? \rightarrow A = \frac{M_{s}^{ser}}{\sigma_s^j \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^j = \frac{M_{s}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{14700}{8,64 \cdot 0,8825 \cdot 13,5} = 142,8 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0064 \cdot 142,8 + 2,1} = 0,36$$

$$I_{Fij} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 32419,6}{1 + 3,3 \cdot 0,36} = 16261,3 \text{ cm}^4$$



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$F_{ij} = \frac{M.l^2}{4.E_i.I_{Fij}} = \frac{14700 \cdot 1,45^2 \cdot 10^4}{4 \cdot 32164,2 \cdot 1,6261,3} = 0,15 \text{ cm}$$

#### 3) Calcul $f_{pi}$ :

$$F_{pi} = \frac{M^{ser}_p \cdot l^2}{4.E_i.I_{Fi}}$$

$$M^{ser}_p = G + Q) \cdot \frac{L^2}{2} - P.L = (4,97 + 3,5) \cdot \frac{1,45^2}{2} + 7,182 \cdot 1,45 = 19,31 \text{ KN.m}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 0,640 \rightarrow \beta_1 = 0,8825$$

$$\sigma_s^p = ? \rightarrow A = \frac{M^{ser}_p}{\sigma_s^p \cdot \beta_1 \cdot d} \rightarrow \sigma_s^p = \frac{M^{ser}_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{19310}{8,64 \cdot 0,8825 \cdot 13,5} = 187,6 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0064 \cdot 187,6 + 2,1} = 0,47$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 32419,6}{1 + 3,3 \cdot 0,47} = 14023,4 \text{ cm}^4$$

$$F_{pi} = \frac{M.l^2}{4.E_i.I_{Fpi}} = \frac{19310 \cdot 1,45^2 \cdot 10^4}{4 \cdot 32164,2 \cdot 14023,4} = 0,23 \text{ cm}$$

#### 4) Calcul $f_{gi}$ :

$$F_{gi} = \frac{M.l^2}{4.E_i.I_{Fgi}}$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 32419,6}{1 + 3,3 \cdot 0,39} = 15593,2 \text{ cm}^4$$

$$F_{gi} = \frac{M.l^2}{4.E_i.I_{Fgi}} = \frac{15640 \cdot 1,45^2 \cdot 10^4}{4 \cdot 32164,2 \cdot 15593,2} = 0,16 \text{ cm}$$

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

$$\Delta f_t = (0,32 - 0,15) + (0,23 - 0,16)$$

$$\Delta f_t = 0,24 \text{ cm}$$

#### • Flèche admissible :

$$l = 1,45 \text{ m} < 5 \text{ m} \rightarrow \Delta f_{t \max} = \frac{l}{500} = \frac{432}{500} = 0,29 \text{ cm}$$

#### ✓ **Conclusion :**

$$\Delta f_t = 0,24 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = 0,29 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.4.1 Tableau récapitulatif de ferrailage des balcons:

Type	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$T_u$ (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	ELS	A (cm <sup>2</sup> ) à ELS	Vérification de l'effort tranchant	Vérification de la flèche
1	26,63	19,31	27,04	8T10	C.N.V	11T10	C.V	C.V
2	19,23	13,74	21,6	6T10	C.N.V	8T10	C.V	N'est pas nécessaire
3	23,73	17,23	25,72	7T10	C.N.V	10T10	C.V	C.V
4	14,34	10,22	13,8	4T10	C.N.V	6T10	C.V	N'est pas nécessaire

#### III.4.1.5 Calcul de contre poids:

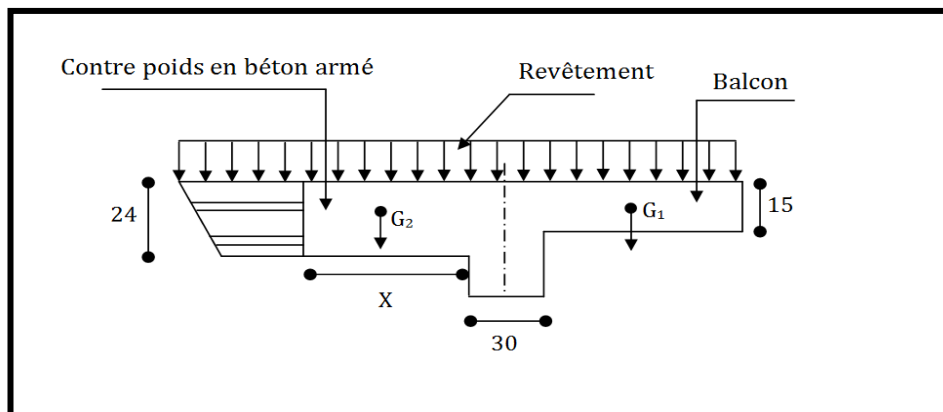


Figure III.4.6: schéma statique de contre poids

- Type 1 et 2 :

On prend le cas favorable:

- Type : 02

1) Poids du balcon :

$$G_1 = 0,15 \cdot 1,25 \cdot 6 = 0,6 \text{ KN}$$

2) Pour le contre balancement :

$$G_2 = 0,24 \cdot X \cdot 1,25 = 0,3 \cdot X \text{ KN}$$

$$60\% \cdot G_1 = G_2 = 0,36 = 0,3 \cdot X$$

$$G_2 = 0,6 \text{ m}$$

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

- Type 3 et 4 :

On prend le cas défavorable:

- Type : 04

1) Poids du balcon :

$$G_1 = 0,15 \cdot 1,44 \cdot 1,25 = 5,4 \text{ KN}$$

2) Pour le contre balancement :

$$G_2 = 0,24 \cdot X \cdot 1,25 = 6 \cdot X \text{ KN}$$

$$60\% \cdot G_1 = G_2 = 0,65,4 = 6 \cdot X$$

$$G_2 = 0,54 \text{ m}$$

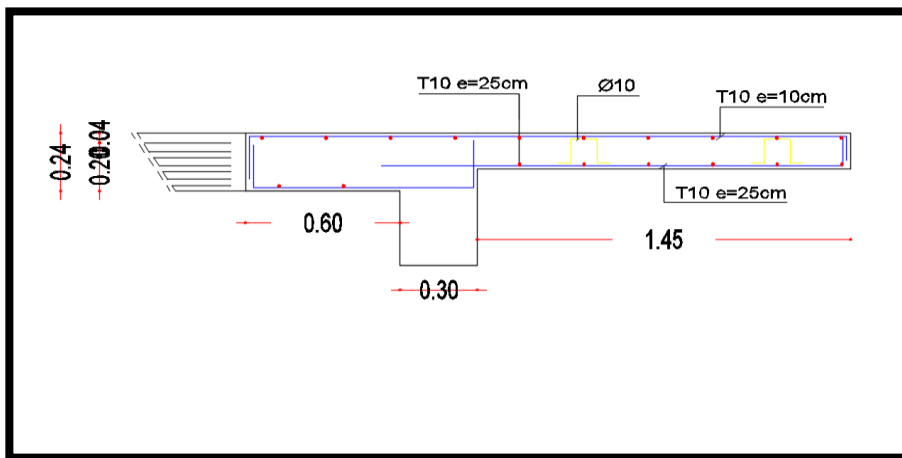


Figure III.4.7: balcon type 01

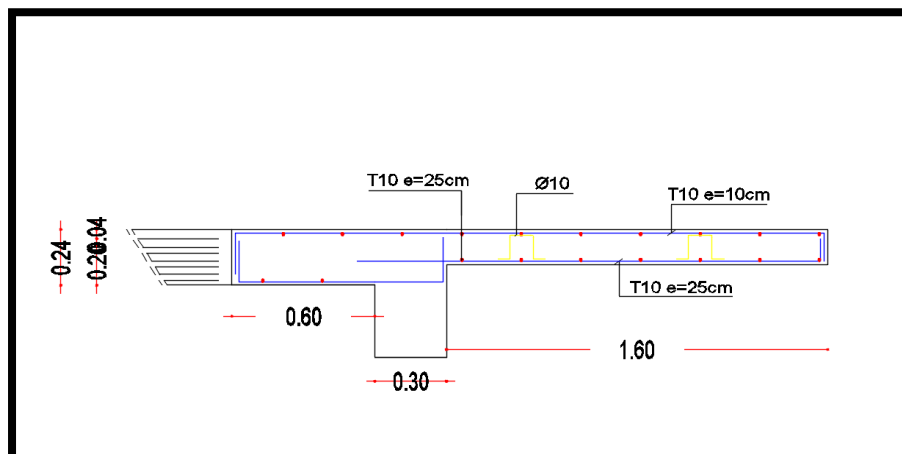


Figure III.4.8: balcon type 02

# CHAPITRE III

## Etude des éléments non structuraux

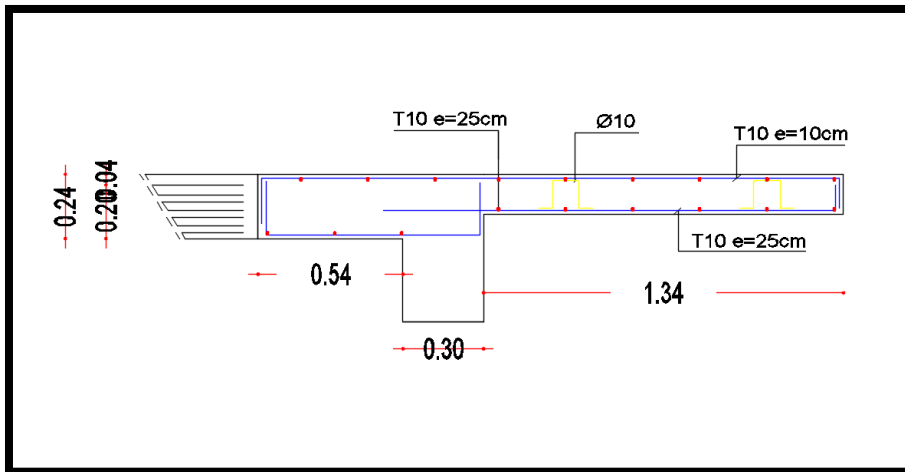


Figure III.4.9: balcon type 03

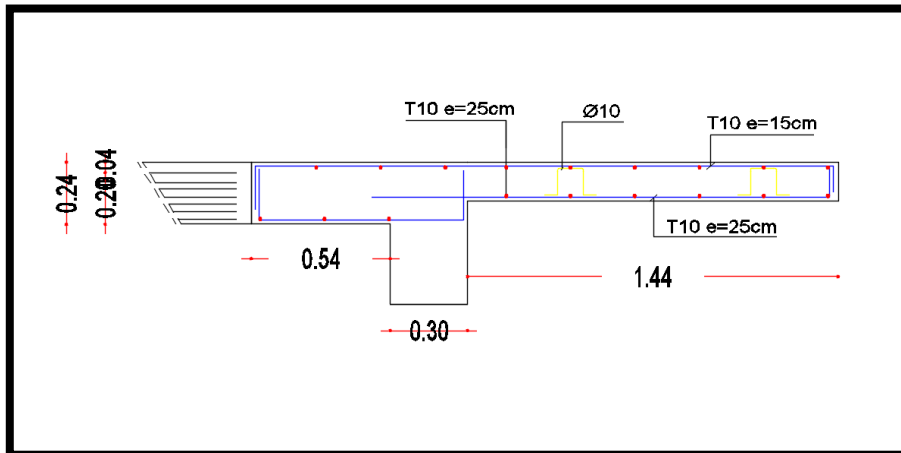


Figure III.4.10: balcon type 04

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.5 Etude de l'acrotère :

Rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment, au-dessus de la terrasse ou du point bas de la toiture, réalisé en maçonnerie, en béton armé ou par prolongement du bardage métallique.

D'après notre type de terrasse on prend les dimensions d'acrotère situé dans la figure III.5.2 :

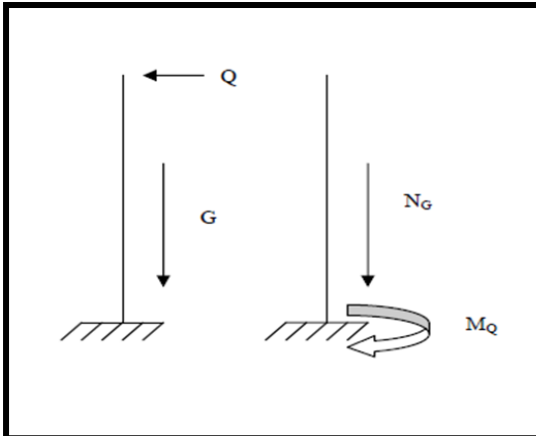


Figure III.5.1 Schéma statique de l'acrotère

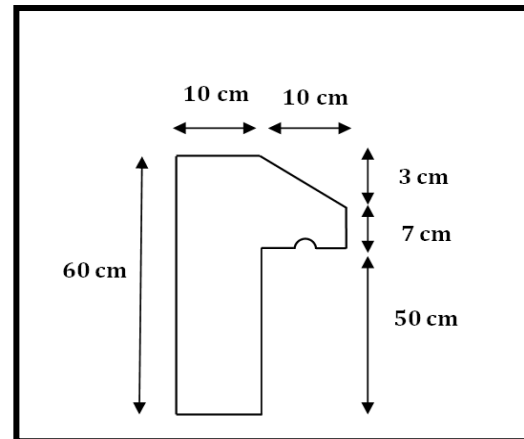


Figure III.5.2 Coupe transversale de l'acrotère

#### III.5.1 Détermination des sollicitations:

$$S = 0,6 \cdot 0,1 + 0,07 \cdot 0,1 + \frac{0,1 \cdot 0,03}{2} = 0,0685 \text{ m}^2 = 685 \text{ cm}^2$$

$$G = \rho \cdot S = 25 \cdot 0,0685 = 1,713 \text{ KN/ml}$$

$$G_0 = (0,6 + 0,12 + 0,104 + 0,07 + 0,5) \cdot 0,02 \cdot 18 = 0,53 \text{ KN}$$

$$W_p = G + G_0 = 1,713 + 0,53 = 2,24 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

**S:** la surface transversale totale de l'acrotère.

**G:** poids propre de l'acrotère.

**G<sub>0</sub>:** poids de l'enduit en ciment.

**W<sub>p</sub>:** poids totale de l'acrotère.

**Q:** la charge d'exploitation.

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.5.2 Vérification de l'effort dû au séisme :

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale variante entre (0,3 ; 0,8).

**A** : coefficient d'accélération.

**F<sub>p</sub>** : La force due a main courante majoré.

$$F_p = 4.0,15.0,8.2,24 = 1,08 \text{ KN}$$

**Alors:**

$$M = F_p.L = 1,08.0,6 = 0,648 \text{ KN.m}$$

#### III.5.3 Calcul des sollicitations:

❖ **ELU :**

$$M_u = 1,5.M = 1,5.0,648 = 0,972 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35.W_p = 1,35.2,24 = 3,024 \text{ KN}$$

❖ **ELS :**

$$M_s = M = 0,648 \text{ KN.m}$$

$$N_s = W_p = 2,24 \text{ KN}$$

#### III.5.4 Ferrailage de l'acrotère:

❖ **ELU :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,972}{3,024} = 0,321 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; l/250) = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{(10000.h).(2+\alpha.\emptyset)} = \frac{3.(2,0,6)^2}{(10000.0,1).2} = 0,0065 \text{ m}$$

$$\alpha = 10.(1 - (M_u/1,5.M_{ser})) = 0$$

$$l_f^2 : 2.l_0$$

$\emptyset$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée sous la charge considérée; ce rapport est généralement pris égal à 2.

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.5.4.1 L'excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0,348 \text{ m}$$

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

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

$$M_u = N_u \cdot e_t = 3,024 \cdot 0,348 = 1,052 \text{ KN.m}$$

$$M_f = N_u \cdot e_A = M_u + N_u \cdot (d - h/2 + e_t) = 1,052 + 3,024 \cdot (0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,348) = 2,23 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit :**

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,23 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0,019$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L > 1000\varepsilon_s$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,024$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2,23 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,99 \cdot 9} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**On revient à la flexion composée:**

$$A_s = A - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,71 - \frac{3,024}{100 \cdot 348} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.5.4.2 Condition non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A < A_{\min} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.5.4.3 Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### III.5.4.4 L'espacement des armatures:

$$e \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

#### ❖ ELS :

$$M_s = M = 0,648 \text{ KN.m}$$

$$N_s = W_p = 2,24 \text{ KN}$$

$$e_A = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,648}{2,24} + 0,04 = 0,33\text{m}$$

$$e_A = 0,33\text{m} > \frac{h}{6} = 0,016\text{m}$$

#### III.5.4.5 Détermination des contraintes:

**C:** centre de pression.

**c :** la distance de point C a l'arrête la plus comprimée.

**Y<sub>c</sub>:** la distance du point C a l'axe neutre.

$$Y_{\text{ser}} = y_c + c$$

**N:** effort de comprissions.

$$C = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,33 = -0,28\text{m}$$

**Donc: C** se trouve à l'extérieur de la section.

$$P = -3.c^2 - (c-d').6.n.A'_s/b + (d-c).6.n.A_s/b$$

$$P = -3.(-28)^2 + (9+28).6.90.3,14/100$$

$$P = -1724,63$$

$$q = -2.c^2 - (c-d').6.n.A'_s/b - (d-c).6.n.A_s/b$$

$$q = -2.(-28)^3 - (9+28)^2.6.90.3,14/100$$

$$q = 20691,23$$

#### • **y<sub>c</sub> la solution de :**

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$y_c^3 - 1724,63.y_c + 20691,23 = 0$$

Donc la résolution de l'équation est :

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27)$$

$$\Delta = 20691,23^2 + (4.(-1724,63)^3/27)$$

$$\Delta = -3,32.10^8 < 0$$

$$\cos \varphi = (3.q/2.p) \cdot \sqrt{-3/p} = 0,75 = 138,6$$



## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

$$a = 2 \cdot \sqrt{-p/3} = 47,95$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = a \cdot \cos(\varphi/3) = 33,19 \text{ cm} \\ y_2 = a \cdot \cos(\varphi/3 + 120) = -46,57 \text{ cm} \\ y_3 = a \cdot \cos(\varphi/3 + 240) = 13,38 \text{ cm} \\ y_c = \max(y_1; y_2; y_3) = 33,19 \end{array} \right.$$

**Donc:**

$$Y_{ser} = y_c + c$$

$$Y_{ser} = 33,19 - 28 = 5,19 \text{ cm}$$

#### III.5.4.6 Calcul des contraintes:

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3 + 15 \cdot A \cdot (d - y_{ser})^2}$$

$$I = \frac{100 \cdot (-5,19)^2}{3} + 15 \cdot 3,14 \cdot (9 - 5,19)^2$$

$$I = 1581,6 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{i} = \frac{2,24 \cdot 33,19}{1581,6} = 0,047$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} = 0,047 \cdot 5,19 = 2,4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \cdot K \cdot (d - y_{ser}) = 15 \cdot 0,047 \cdot (9 - 5,19) = 26,9 \text{ Mpa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right)$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right)$$

$$\sigma_s = 26,9 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,4 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**Donc:**

- ✓  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
- ✓  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$

Les armatures calculé en ELU sont maintenues.

## CHAPITRE III

### Etude des éléments non structuraux

#### III.5.5 Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 1,08 = 1,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,62}{100 \cdot 9} = 0,0018$$

✓ **Conclusion :**

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

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

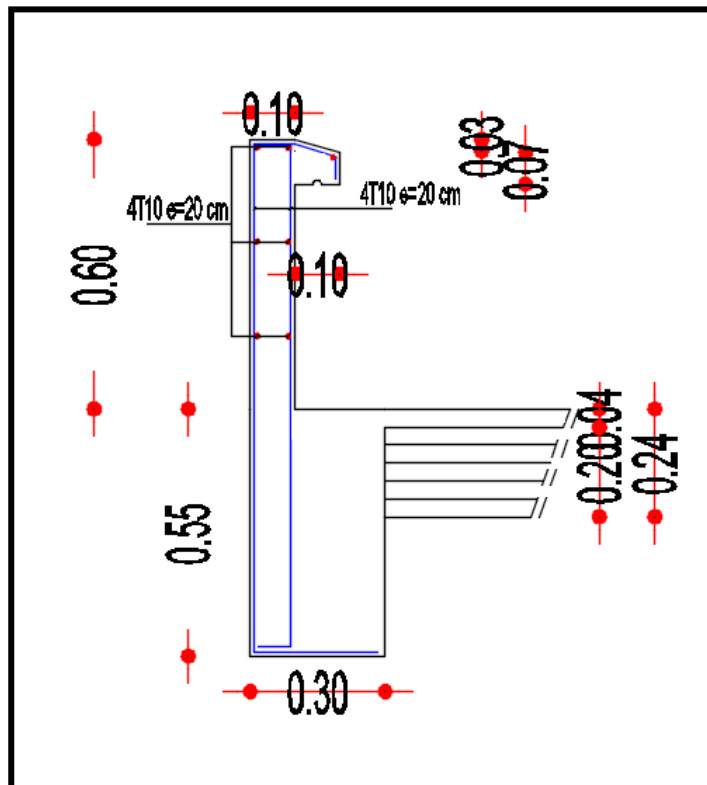


Figure III.5.3: schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)

## **CHAPITRE IV**

---

**Etude dynamique**

## ***CHAPITRE IV***

***Etude dynamique***

# CHAPITRE IV

## Etude dynamique

### **IV.1 Introduction:**

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure : - d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent. - d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare. Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

### **IV.2 Les méthodes du calcul:**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont:

1. la méthode statique équivalente.
2. la méthode d'analyse modale spectrale et
3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

#### **1. Méthode statique équivalente :**

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.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

#### **2. La méthode d'analyse modale spectrale :**

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, 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 Réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Méthode de calcul utilisé :**

- ❖ **La méthode d'analyse modale spectrale :**

- **Modélisation :**

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques (ex: contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de 48 comportements, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

#### IV.1.1 Tableau de coefficient d'accélération de zone :

Groupe	Zone			
	II	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période (T)

$$\left\{ \begin{array}{ll}
 2,5 \cdot \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\
 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\
 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s
 \end{array} \right.$$

#### IV.1.2 tableau de période caractéristique, associée à la catégorie du site:

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

**Q** : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule:  $Q=1+\sum_1^5 P_q$

P<sub>q</sub> est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

**W** : poids total de la structure.

**R**: coefficient de comportement

**Les combinaisons d'action:**

- **E.L.U:**  $1.35G+1.5Q$
- **E.L.S:**  $G+Q$
- **ACC:**  $G+Q +E$  et  $G+Q -E$   
 $0,8.G+E$  et  $0,8.G-E$

#### IV.3 Présentation du logiciel:

Logiciel Robot est un logiciel de calcul et d'analyse des structures nous permet de représenter une structure réelle par un modèle numérique que le logiciel peut le traiter et l'analyser et détermine les efforts internes (moments, efforts normaux, efforts tranchants), qui résistent les charges extérieures appliquées sur la structure, par utilisation de la méthode des éléments finis.

**En utilisant Robot on peut :**

- faire l'analyse structurale pour n'importe quelle structure quel que soit la complexité, pour déterminer les différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements ...).
- régler les préférences (langue, affichage,..) et préférences de l'affaire (unités et formats, matériaux, catalogues, normes de conception,...).
- dimensionner tous les éléments de la structure et faire le ferrailage des éléments en béton et l'assemblage des éléments en charpente selon les codes mondial de dimensionnement.
- effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- affecter et, ou de modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul.
- vérifier la structure modélisée avant de lancer le calcul pour connaître les erreurs et les avertissements et les objets liés à ces erreurs.
- faire les plans d'exécution et les notes de calcul.

# CHAPITRE IV

## Etude dynamique

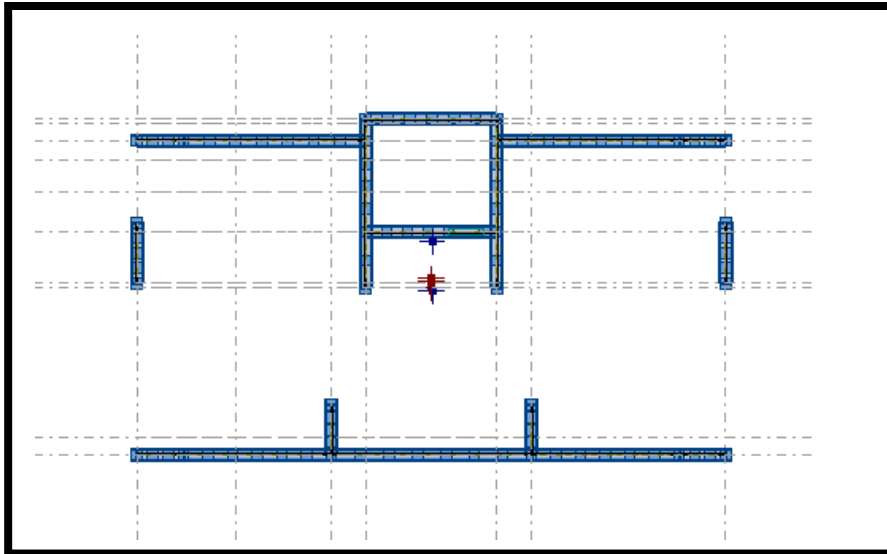


Figure IV.3.1: vue de structure en 3D

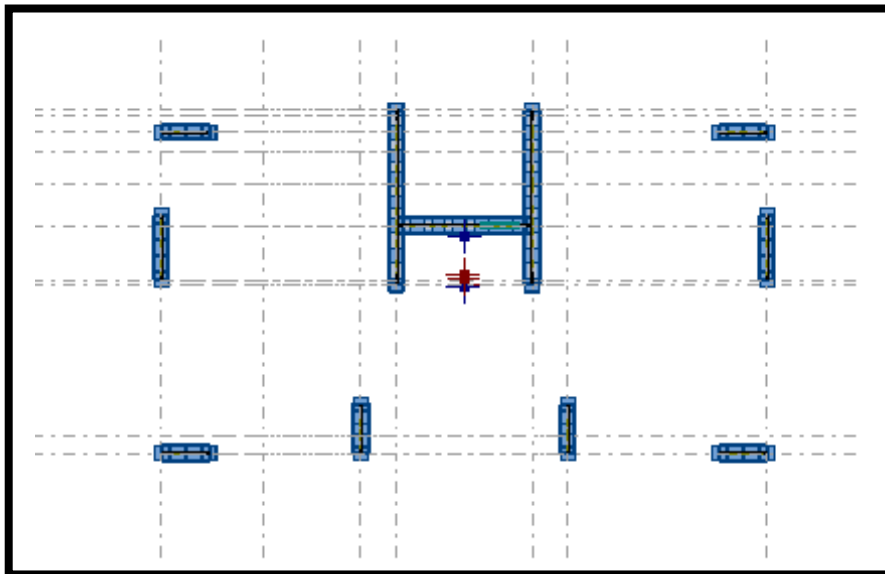


## CHAPITRE IV

### Etude dynamique



**Figure IV.3.2: disposition des voiles de contreventement et les voiles périphérique**



**Figure IV.3.3: disposition des voiles de contreventement**

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

#### IV. 3.1 tabelau de résultat d'analyse modale :

Cas	Mode	Période (Sec)	Sum UX	Sum UY	Masse modale UX	Masse modale UY
Modale	1	0,84	3,93	0,00	3,93	0,00
Modale	2	0,68	3,96	63,03	0,03	63,02
Modale	3	0,60	65,59	63,07	61,63	0,04
Modale	4	0,23	66,56	63,07	0,97	0,00
Modale	5	0,15	80,59	63,22	14,03	0,15
Modale	6	0,14	80,73	82,21	0,14	18,99
Modale	7	0,10	81,15	82,21	0,42	0,00
Modale	8	0,08	85,10	82,22	3,95	0,02
Modale	9	0,06	85,56	82,23	0,46	0,00
Modale	10	0,06	85,58	89,52	0,01	7,29
Modale	11	0,05	87,39	89,52	1,81	0,01
Modale	12	0,04	87,92	89,52	0,54	0,00
Modale	13	0,04	87,93	93,31	0,01	3,78
Modale	14	0,04	88,76	93,33	0,83	0,02
Modale	15	0,03	89,33	93,33	0,57	0,00
Modale	16	0,03	89,67	93,33	0,34	0,00
Modale	17	0,03	90,15	93,33	0,48	0,00

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

#### IV. 3.2 Estimation de la période fondamentale de la structure: (RPA Art 4.2.4):

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

T statique	Min	T dynamique	1,3 T <sub>s</sub>	vérification
$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$	0,643s	0,84	0,84	$T_e \leq T_{dyn} \leq 1,3 \cdot T_e$
0,643				

❖ Donc condition vérifiée.

#### IV.4.2 Nombre de mode à considérer: (RPA Art 4.3.4)

a) Pour les structures représentées par des modèles plan dans deux direction orthogonale le nombre des modes de vibration a retenir dans chacun des deux direction d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale 90% au moins de la masse totale de la structure.

-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.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) 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 :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_K \geq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T<sub>k</sub> la période du mode K.

Cas	Mode	Période (Sec)	Sum UX	Sum UY	Masse modale UX	Masse modale UY
Modale	17	0,03	90,15	93,33	0,48	0,00

#### Conclusion :

✓ Donc la condition est vérifiée.

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

#### **IV.5 Vérification risque de torsion (RPA Art 4.3.7) :**

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7. Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique  $\pm 0,05.L$ , (L étant la dimension du calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

#### **D'après le logiciel ROBOT:**

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 9,480 \text{ (m)}$$

$$Y = 5,558 \text{ (m)}$$

$$Z = 12,834 \text{ (m)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 9,484 \text{ (m)}$$

$$Y = 5,452 \text{ (m)}$$

$$Z = 13,010 \text{ (m)}$$

$$e_{cal\ x} = |X_G - X_R| = |9,480 - 9,484| = 0,004 \text{ m}$$

$$e_{cal\ y} = |Y_G - Y_R| = |5,558 - 5,452| = 0,106 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 5\%.L_x = 0,949 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 5\%.L_y = 0,506 \text{ m}$$

**X-X :**

$$e = \max (e_{acc} ; e_{cal}) = 0,949 \text{ m}$$

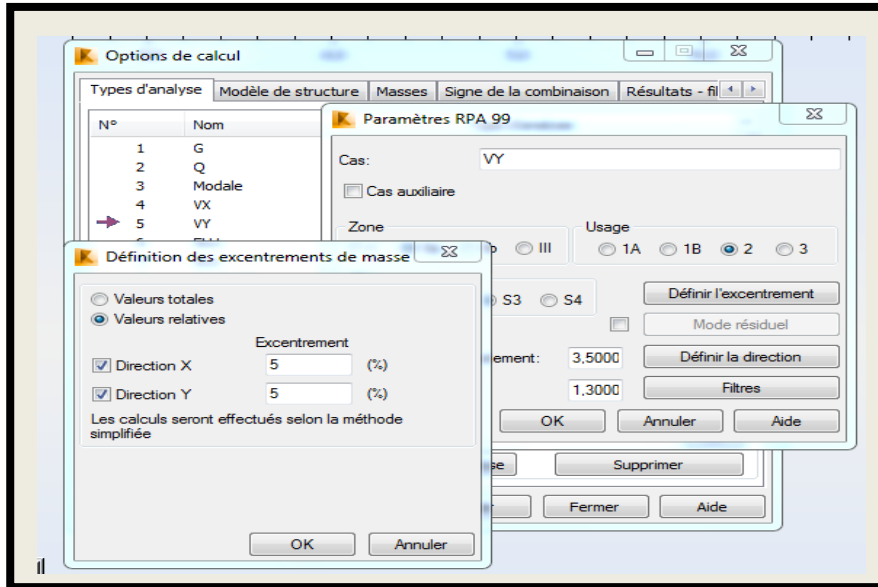
**Y-Y :**

$$e = \max (e_{acc} ; e_{cal}) = 0,506 \text{ m}$$

# CHAPITRE IV

## Etude dynamique

Donc il faut ajoute  $e_{max}$  dans le **robot** :



### IV.6 Calcul la force sismique a la base :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales

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

**W** : poid total de la structure.

**Q** : facteur de qualité.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

**R** : coefficient de comportement.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

#### IV.6.1 Facteur de qualité:

##### 1) Direction x-x :

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,3$$

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

2) Direction y-y :

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,3$$

IV.6.2 Poids total de la structure: (d'après le logiciel ROBOT)

$$W = 2166415,39 \text{ Kg}$$

IV.6.3 Facteur de correction d'amortissement:  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$

IV.6.1 : tableau de facteur de correction d'amortissement

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton arme	acier	Béton arme/maçonnerie
léger	6	4	10
dense	7	5	

Donc :

$$\zeta : 10 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = 0,764 \geq 0,7$$

IV.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen:

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5 \cdot \eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{array} \right.$$

On a :

$$T_1 = 0,15 ; T_2 = 0,50$$

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

$T = T_{\text{empirique}}$

**Cas 02 :**

$$T_2 \leq T \leq 3,0s$$

$$D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 1,6$$

- **Coefficient de comportement :**

Système voile porteur :  $R=3,5$

- **Coefficient d'accélération de zone :**

$$A=0,15$$

#### IV.6.5 Vérification la force sismique a la base :

##### 1) Direction x-x :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \cdot 1,6 \cdot 1,3}{3,5} \cdot 21664,1539 = 1952,01 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} = 1645,24 \text{ KN} > 0,8 \cdot V_x = 1561,61 \text{ KN}$$

#### **Conclusion:**

✓ Donc la condition est vérifiée.

##### 2) Direction y-y :

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \cdot 1,6 \cdot 1,3}{3,5} \cdot 21664,1539 = 1952,01 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} = 1594,91 \text{ KN} > 0,8 \cdot V_y = 1561,61 \text{ KN}$$

#### **Conclusion:**

✓ Donc la condition est vérifiée.

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

#### IV.7. Vérification le renversement:

D'après RPA Art 4.41:

Les moments de renversement qui peut être cause par l'action sismique doit être calcule par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisent sera calculer en prenant en compte le poids total équivalant au poids de la construction au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

**Sens X-X :**

ETAGE	V <sub>x</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	X <sub>g</sub> (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	1645,24	2,9	21664,15	9,480	77,262	205376,179	OK
2	1637,09	6,3			497,0364		OK
3	1584,66	9,7			862,3008		OK
4	1493,7	13,1			1199,8836		OK
5	1367,13	16,5			1536,8976		OK
6	1205,01	19,9			1902,162		OK
7	1004,36	23,3			2339,7588		OK
8	757,55	26,7			2917,944		OK
9	449,75	30,1			4263,63		OK

**Sens Y-Y :**

ETAGE	V <sub>y</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	Y <sub>g</sub> (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	1594,92	2,9	21664,15	5,558	166,85116	120409,3674	OK
2	1564,9	6,3			366,66126		OK
3	1498,93	9,7			500,55348		OK
4	1408,87	13,1			654,23218		OK
5	1291,16	16,5			803,85354		OK
6	1146,53	19,9			980,04214		OK
7	970,2	23,3			1206,69738		OK
8	753,09	26,7			1564,79932		OK
9	471,55	30,1			2620,8749		OK



## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

#### IV.8 Justification vis à vis des déformations:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

$$\Delta_k < 0.01. h$$

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

$\Delta_m$ : déplacement non ductile

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

$\delta_k$  : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$h_e$  : hauteur d'étage et R coefficient de comportement

Etage courant :  $\Delta_k < 3,4$

Sous sol :  $\Delta_k < 2,9$

Etage	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$
1	0,038	0,109
2	0,392	0,358
3	0,561	0,578
4	0,644	0,735
5	0,686	0,841
6	0,695	0,906
7	0,676	0,943
8	0,638	0,946
9	0,640	0,875

#### Conclusion :

✓ Donc la condition est vérifiée.

# CHAPITRE IV

## Etude dynamique

### IV.7 Justification vis à vis de l'effet P-Δ

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

$$\Delta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$ : hauteur de l'étage « k »

Si  $0,10 < \theta_k < 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Sens X-X :**

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-21245,28	0,038	1645,24	2,9	0,001692	OK
2	-18585	0,392	1637,09	3,4	0,013089	OK
3	-16301,33	0,561	1584,66	3,4	0,016973	OK
4	-14017,7	0,644	1493,7	3,4	0,017775	OK
5	-11734,06	0,686	1367,13	3,4	0,017317	OK
6	-9450,43	0,695	1205,01	3,4	0,016031	OK
7	-7166,79	0,676	1004,36	3,4	0,014187	OK
8	-4883,16	0,638	757,55	3,4	0,012096	OK
9	-2598,94	0,64	449,75	3,4	0,010877	OK

## CHAPITRE IV

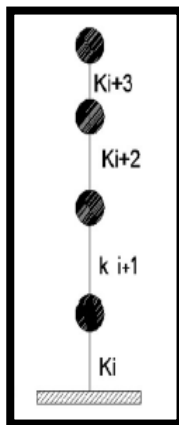
### Etude dynamique

Sens Y-Y :

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
1	-21245,28	0,108	1594,92	2,9	0,004961	OK
2	-18585	0,356	1564,9	3,4	0,012435	OK
3	-16301,33	0,571	1498,93	3,4	0,018264	OK
4	-14017,7	0,728	1408,87	3,4	0,021304	OK
5	-11734,06	0,835	1291,16	3,4	0,022319	OK
6	-9450,43	0,9	1146,53	3,4	0,021819	OK
7	-7166,79	0,931	970,2	3,4	0,020227	OK
8	-4883,16	0,935	753,09	3,4	0,017831	OK
9	-2598,94	0,911	471,55	3,4	0,006	OK

#### IV.8 Vérification de la rigidité de la structure :

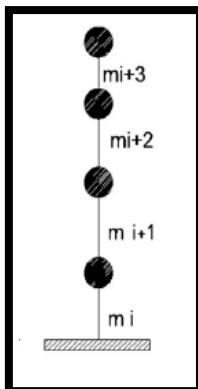
##### 1) Irrégularité en termes de rigidité (étage souple) :



$$K_i < 0,7 K_{i+1}$$

$$K_i < 0,8 \cdot \frac{\sum_{i=1}^3 K_{i+1}}{3}$$

##### 1) Irrégularité en termes de la masse (poids) :



$$m_i > 1,5 \cdot m_{i+1}$$

$$m_i < 1,5 \cdot m_{i-1}$$

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

#### 1) Irrégularité en termes de rigidité (étage souple) :

- Sens x-x :

Niveau	Rigidité de étage direction X	$K_i < 0.7 K_{i+1}$	Vérification	$K_{mi} = \text{avg} (K_{i-1, i-2, i-3})$	$K_i < 0,8 \frac{\sum_1^3 K_{i+1}}{3}$	Vérification
Etage 9	194401,22					
Etage 8	166893,25	0,86	RIGIDE	64800,40667	2,58	RIGIDE
Etage 7	166893,25	1,00	RIGIDE	120431,49	1,39	RIGIDE
Etage 6	166893,25	1,00	RIGIDE	176062,5733	0,95	RIGIDE
Etage 5	166893,25	1,00	RIGIDE	166893,25	1,00	RIGIDE
Etage 4	166893,25	1,00	RIGIDE	166893,25	1,00	RIGIDE
Etage 3	166893,25	1,00	RIGIDE	166893,25	1,00	RIGIDE
Etage2	166893,25	1,00	RIGIDE	166893,25	1,00	RIGIDE
Etage1	173633,5	1,04	RIGIDE	166893,25	1,04	RIGIDE

- Sens y-y :

Niveau	Rigidité de étage direction X	$K_i < 0.7 K_{i+1}$	Vérification	$K_{mi} = \text{avg} (K_{i-1, i-2, i-3})$	$K_i < 0,8 \frac{\sum_1^3 K_{i+1}}{3}$	Vérification
Etage 9	194401,22					
Etage 8	166893,25	0,86	RIGIDE	64800,40667	2,58	RIGIDE
Etage 7	166893,25	1,00	RIGIDE	120431,49	1,39	RIGIDE
Etage 6	166893,25	1,00	RIGIDE	176062,5733	0,95	RIGIDE
Etage 5	166893,25	1,00	RIGIDE	166893,25	1,00	RIGIDE
Etage 4	166893,25	1,00	RIGIDE	166893,25	1,00	RIGIDE
Etage 3	166893,25	1,00	RIGIDE	166893,25	1,00	RIGIDE
Etage2	166893,25	1,00	RIGIDE	166893,25	1,00	RIGIDE
Etage1	173633,5	1,04	RIGIDE	166893,25	1,04	RIGIDE

## CHAPITRE IV

### Etude dynamique

#### 2) Irrégularité en termes de la masse (poids) :

- Sens x-x :

Niveau	régularité de la masse direction X en Tonnes	$m_i > 1,5. m_{i+1}$	Vérification de régularité	$m_i < 1,5. m_{i-1}$	Vérification
Etage 9	265,77			1,14	REGULIERE
Etage 8	232,87	0,88	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 7	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 6	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 5	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 4	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 3	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage2	232,87	1,00	REGULIERE	0,90	REGULIERE
Etage1	258,31	1,11	REGULIERE		

- Sens y-y :

Niveau	régularité de la masse direction X en Tonnes	$m_i > 1,5. m_{i+1}$	Vérification de régularité	$m_i < 1,5. m_{i-1}$	Vérification
Etage 9	265,77			1,14	REGULIERE
Etage 8	232,87	0,88	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 7	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 6	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 5	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 4	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage 3	232,87	1,00	REGULIERE	1,00	REGULIERE
Etage2	232,87	1,00	REGULIERE	0,90	REGULIERE
Etage1	258,31	1,11	REGULIERE		

## **CHAPITRE V**

---

**Etude des éléments structuraux**

## ***CHAPITRE V***

***Etude des éléments structuraux***

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### V.1 Ferrailage des poutres:

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Les Etapes de calcul de la section d'armature sont résumées par l'organigramme de la flexion simple à ELU (annexe N° 05).

Prescriptions données par RPA99/version 2003

### **Armatures longitudinales:**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

### **1. Armatures transversales :**

- La quantité des armatures transversales est de :  $A_t = 0,003.S.b$  ;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de «  $h/4, 12\phi$  » ;
  - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de «  $s \leq h/2$  ».

### • **Situation durable et transitoire (SDT)**

#### **-Béton:**

$$\gamma_b = 1,5 f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{MPa}$$

#### **-Acier:**

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

$$\gamma_s = 1,15; f_e = 400 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

### Situation accidentelle (SA)

-Béton:

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

-Acier:

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

### V.1.1 Détermination des sollicitations des poutres:

D'après logiciel **ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL 2014** on obtient les résultats suivant:

#### V.1.1 tableau des sollicitations des poutres:

Poutre	M <sub>t</sub>			M <sub>a</sub>			T	
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC	ELU	ACC
PP 30x55	167,72	122,64	137,99	-209,12	-148,07	-191,77	174,75	249,87
PP 30x40	20,51	14,51	17,60	-95,02	-67,28	91,70	114,03	86,28
PS 30x30	16,80	12,18	79,57	-46,48	-33,29	105,17	116,37	222,97
PS 30x40	61,47	43,83	77,94	-59,36	-42,81	108,70	63,06	88,84

### V.1.2 Exemple de calcul:

- Poutre principale 30x55 :
- ❖ ELU :
- En travée:

$$M_u = 167,72 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence de A' :
- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{167,72 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30,49,5^2} = 0,16$$

On a:  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc:  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,220$$



## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,91$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{167,72 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,91 \cdot 49,5} = 10,67 \text{ cm}^2$$

#### V.1.2.1 Vérification à l'ELS:

Fissurations peu préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 167,72 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 122,64 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{167,72}{122,64} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,220 < 0,43 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS

- **En appuis:**

$$M_u = 209,12 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{209,12 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30,49 \cdot 5^2} = 0,2$$

**On a:**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,28$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,89$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{209,12 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,89 \cdot 49,5} = 13,7 \text{ cm}^2$$

#### V.1.2.2 Vérification à l'ELS:

{  
Fissurations peu préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$M_u = 209,12 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 148,07 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{209,12}{148,07} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

$$\alpha = 0,28 < 0,46 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### ❖ ACC :

- **En travée:**

$$M_u = 137,99 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{137,99 \cdot 10^3}{18,48 \cdot 30 \cdot 49,5^2} = 0,099$$

$$\text{On a: } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,134$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,94$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{137,99 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,95 \cdot 49,5} = 7,36 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

- **En appuis:**

$$M_u = 191,77 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{191,77 \cdot 10^3}{18,48 \cdot 30 \cdot 49,5^2} = 0,14$$

**On a:**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,191$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,90$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{191,77 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,92 \cdot 49,5} = 10,48 \text{ cm}^2$$

#### V.1.2.3 Calcul des armatures minimales:

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

$$\text{B.A.E.L: } A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA: } A_{\text{RPA}} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = 8,25 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

- **En travée :**

$$A = \max (A_{\text{ELU}} , A_{\min} , A_{\text{RPA}} ; A_{\text{ACC}}) = \max (10,67; 1,81; 8,25 ; 7,36) \text{ cm}^2$$

$$A = 10,67 \text{ cm}^2$$

$$A = 3T14 + 2T20 = 10,9 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A = \max (A_{\text{ELU}} , A_{\min} , A_{\text{RPA}} ; A_{\text{ACC}}) = \max (13,7; 1,81; 8,25 ; 10,48) \text{ cm}^2$$

$$A = 13,7 \text{ cm}^2$$

$$A = 3T14 + 3T20 = 14,04 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.1.2.4 Vérification de l'effort tranchant:

**ELU :**

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 174,75 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{174750}{300.495} = 1,18 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **ACC :**

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(4,35; 5) = 4 \text{ MPa}$$

$$T_{acc} = 249,87 \text{ KN} \Rightarrow \tau_{acc} = \frac{249870}{300.495} = 1,68 \text{ MPa} < 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

#### V.1.2.5 Calcule des armatures transversales:

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 (Fe = 235 MPa).

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

$$\phi_t \leq \text{Min}(1,57 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}; 3 \text{ cm}) = 1,2 \text{ cm}$$

**On adopte:**  $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

#### V.1.2.5.1 Calcule de l'espacement des armatures transversales:

$$\left\{ \begin{array}{l} k=1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{t0} = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ S_{tmax} = \min[0,9d; 40\text{cm}] \\ \rho_{tmin} = (0,5 \cdot \tau_u; 0,4\text{Mpa})/f_e \end{array} \right.$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{t0} = \frac{1-0,3,2,1,1}{0,9, \frac{235}{1,15}} = 0,002 \\ S_{tmax} = \min[44,55; 40\text{cm}] = 40\text{cm} \\ \rho_{tmin} = (0,5 \cdot \tau_u; 0,4\text{Mpa})/f_e = 0,002 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_t = \text{Max} (\rho_{tmin} ; \rho_{t0}) \\ S_t = \frac{A_t}{b \cdot \rho_t} = 33,5 \text{ cm} \\ S_{tmax} = 40 \text{ cm} \\ S_t \leq S_{tmax} \end{array} \right.$$

#### **Conclusion:**

✓ Donc condition vérifiée.

#### • D'après l'RPA et le B.A.E.L 91:

$$S_t \leq \text{Min} (S_{tmax} ; 30\text{cm} ; S_t ; \frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi_l ) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \text{Min} (S_{tmax} ; 40\text{cm} ; S_t ; \frac{h}{2} ) \rightarrow \text{Zone courant}$$

#### **Donc:**

$$S_t \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 33,5 \text{ cm} ; 13,75\text{cm} ; 14 \text{ cm} ) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 33,5 \text{ cm} ; 27,5\text{cm} ) \rightarrow \text{Zone courant}$$

#### **Alors:**

$$S_t \leq 13,75\text{cm}$$

$$S_t \leq 27,5\text{cm}$$

#### **On adopte:**

$$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.1.2.6 Vérification de la contrainte de compression (bielle):

Condition à respecter:

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Avec :

$b_0$ : épaisseur de l'âme de la poutre.

$a$  : profondeur utile de l'appuis.

$a \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$  : largeur utile de la bielle.

$V_u \cdot \sqrt{2}$  : Effort de compression dans bielle.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression dans bielle.

- Il faut que :

$$V_u \leq 0,267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

On a:

$a = 30 - 2 \cdot 4 = 24 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 30 \text{ cm}$ ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $T_u = 150,20 \text{ kN}$

Alors:

$$150,20 \text{ kN} \leq 0,267 \cdot 0,30 \cdot 0,24 \cdot 25000$$

$$150,20 \text{ kN} \leq 480,6 \text{ kN}$$

**Conclusion:**

- ✓ Donc condition vérifiée.

#### V.1.2.7 Vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

- La condition de stabilité exige :

$$A_i \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} > |T_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \cdot d}$$

- Le moment  $M_u$  étant pris avec son signe :

$$|T_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \cdot d} = 174,75 \cdot \frac{-191,77}{44,55} = -255,71 < 0$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### Conclusion :

✓ Donc condition vérifiée.

#### V.1.2.8 Vérification de l'effort tranchant:

##### ❖ ELU :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ Mpa}$$

#### V.1.2 Tableau récapitulatif de vérification des efforts tranchant en ELU:

Les poutres	$T_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
PP 30x55	174,75	1,18	3,33	C.V
PP 30x40	114,03	1,1	3,33	C.V
PS 30x30	116,37	1,44	3,33	C.V
PS 30x40	63,06	0,58	3,33	C.V

##### ❖ ACC

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(4,35; 5) = 4,35 \text{ Mpa}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.1.2 Tableau récapitulatif de vérification des efforts tranchant en ACC:

Les poutres	$T_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
PP 30x55	249,87	1,68	4,35	C.V
PP 30x40	86,28	0,78	4,35	C.V
PS 30x30	222,97	2,75	4,35	C.V
PS 30x40	73,62	0,68	4,35	C.V

#### V.I.3 Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieur :

Les poutres	$T_u$	$M_a^u$	$ T_u  + \frac{M_a^u}{0,9.d}$	$ V_u  \cdot \frac{M_a^u}{0,9.d} < 0$
PP 30x55	174,75	-209,12	-255,71	C.V
PP 30x40	114,03	-95,02	-149,91	C.V
PS 30x30	116,37	-46,48	-55,88	C.V
PS 30x40	63,06	-59,36	-101,83	C.V



## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.I.4 Tableau récapitulatif de choix d'armatures :

En travée										
Les poutres	$A_{ELU}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{ACC}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{ELS}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{RPA}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A$ retenue [cm <sup>2</sup> ]	$A'$ retenue [cm <sup>2</sup> ]	Choix d'armatures	$A$ [cm <sup>2</sup> ]
PP 30x55	10,67	7,16	-	-	1,81	8,25	10,67	-	6T14+2T12	11,5
PP 30x40	1,67	1,24	-	-	1,30	6	6	-	6T12	6,79
PS 30x30	1,84	8,28	-	-	0,98	4,5	8,28	-	6T14	9,24
PS 30x40	5,22	3,2	-	-	1,30	6	6	-	3T12+2T14	6,47

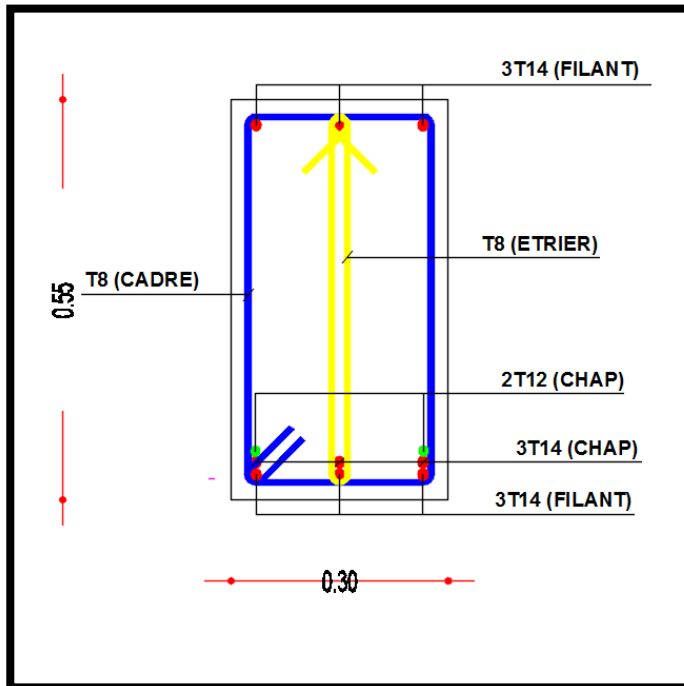
En appuis										
Les poutres	$A_{ELU}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{ACC}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{ELS}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{RPA}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A$ retenue [cm <sup>2</sup> ]	$A'$ retenue [cm <sup>2</sup> ]	Choix d'armatures	$A$ [cm <sup>2</sup> ]
PP 30x40	13,7	10,48	-	-	1,81	8,25	13,70	-	9T14	13,86
PP 30x55	8,38	6,84	-	-	1,30	6	8,38	-	3T12+3T16	9,42
PS 30x30	5,39	11,51	-	-	0,98	4,5	11,51	-	4T14+3T16	12,19
PS 30x40	5,03	8,23	-	-	1,30	6	8,23	-	3T12+3T16	6,47

# CHAPITRE V

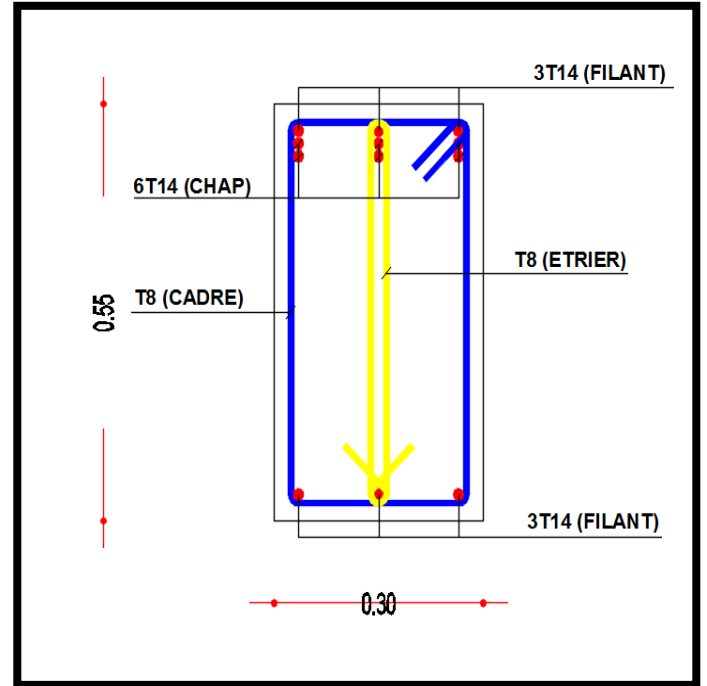
## Etude des éléments structuraux

Figure V.1: Les schémas de ferrailages des poutres principales

### Poutre 30×55



En travée

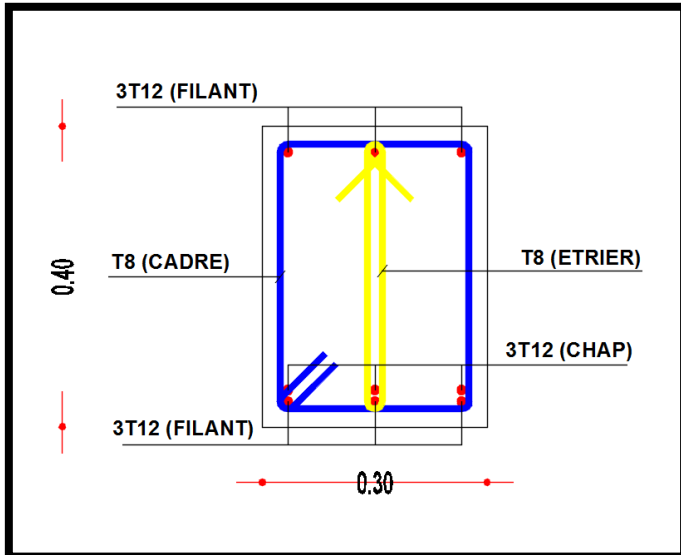


En appuis

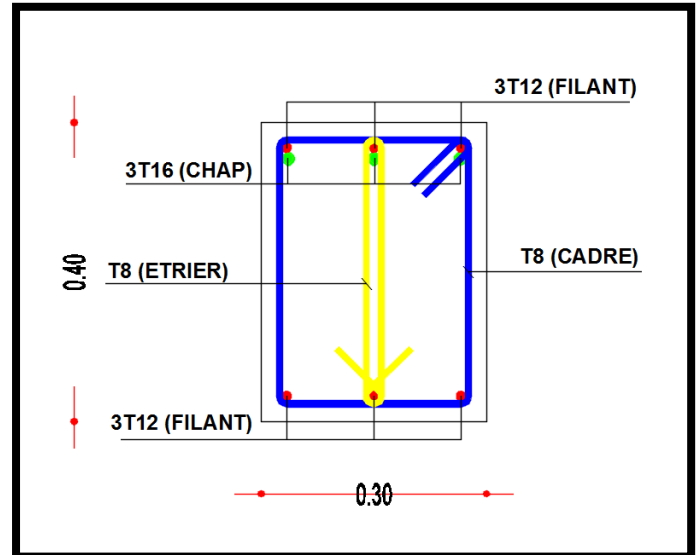
# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### Poutre 30×40



En travée



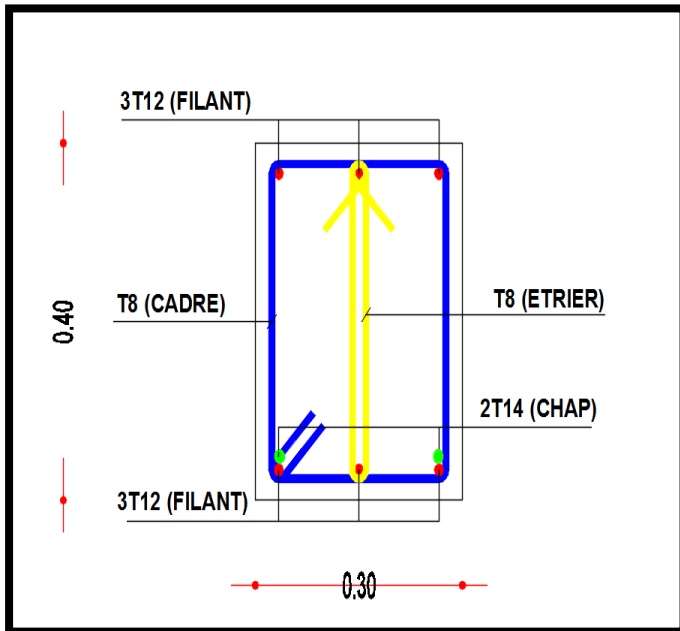
En appuis

# CHAPITRE V

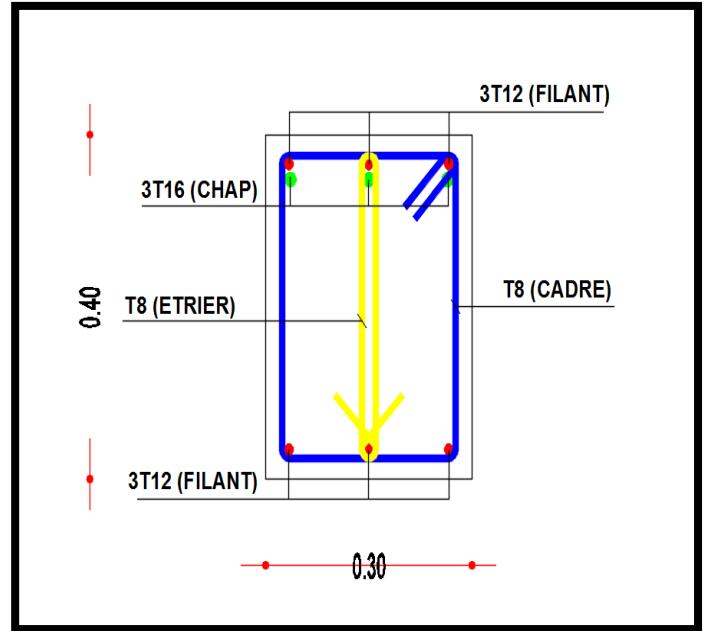
## Etude des éléments structuraux

Figure V.2: Les schémas de ferrailrages des poutres secondaires

Poutre 30×40



En travée

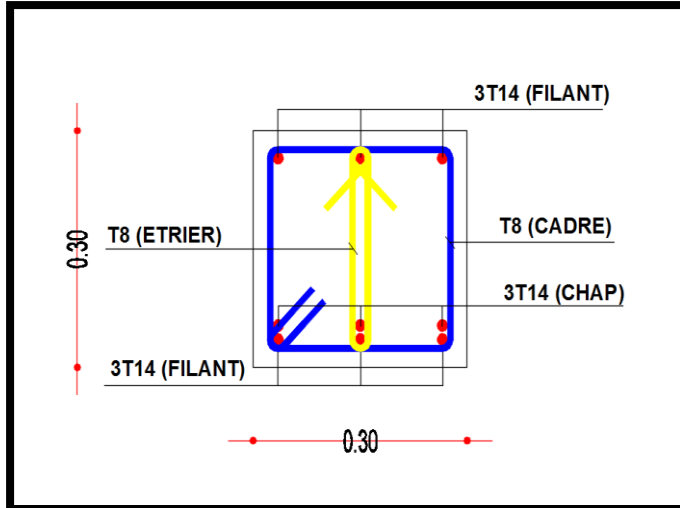


En appuis

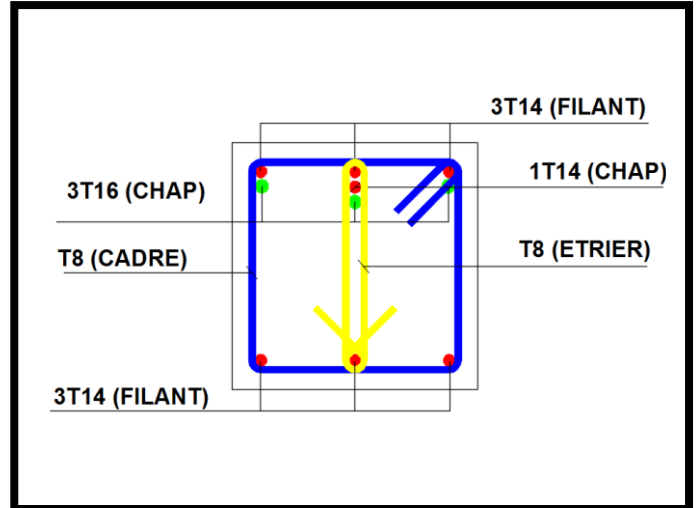
# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### Poutre 30×30



En travée



En appuis

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

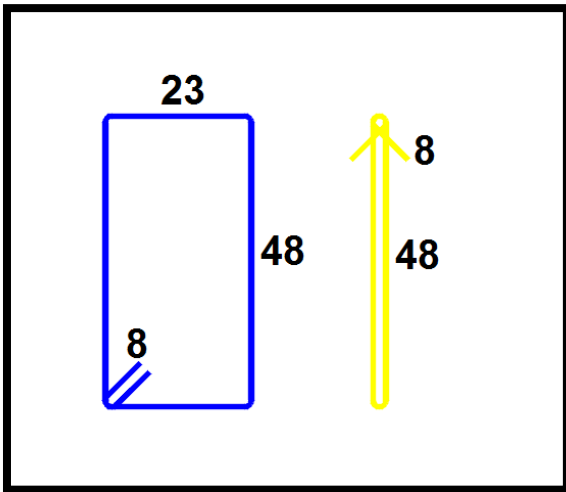


Figure V.3: dimensions de cadre et de l'étrier de la poutre (30×55)

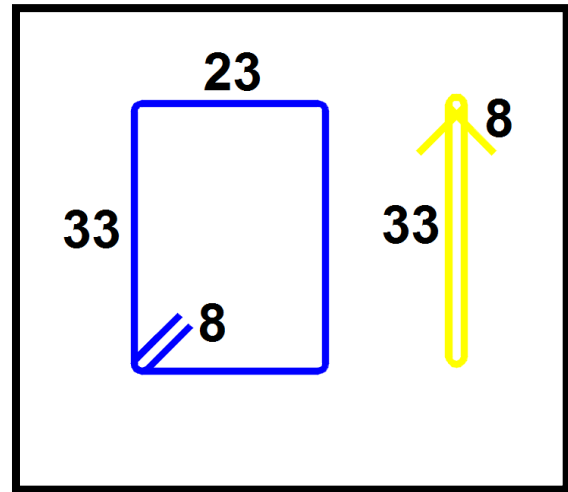


Figure V.4: dimensions de cadre et de l'étrier de la poutre (30×40)

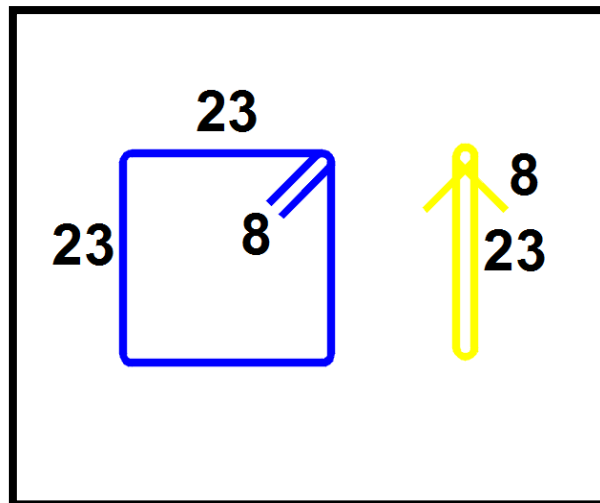


Figure V.5: dimensions de cadre et de l'étrier de la poutre (30×30)

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### V.2 Etude des voiles du contreventement:

#### V.2.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construit en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers et
- A leurs extrémités.

#### V.2.2 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête et un moment fléchissant

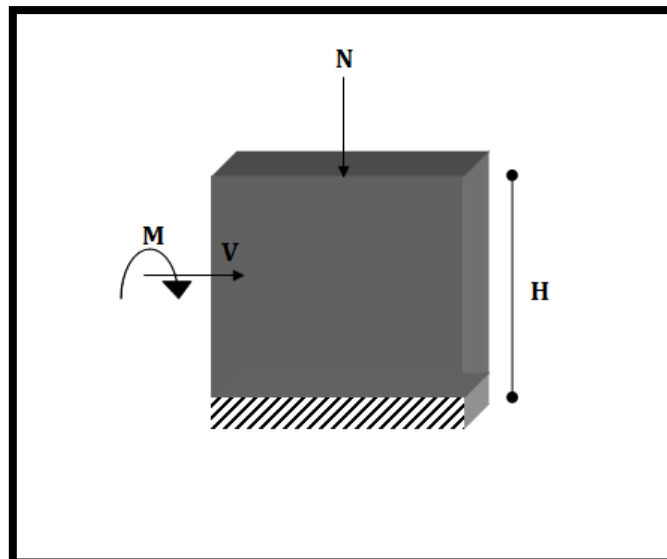


Figure V.2.1: les moments et les efforts normaux et de cisaillement appliqués sur les voiles

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé:

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs et elles est aussi uniformément réparties.
3. D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

#### V.2.3.1 Procédure de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93** et **RPA 99 version 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

**Nota:** Les contraintes maximale  $\sigma_{\max}$  et minimale  $\sigma_{\min}$  du voile peuvent être déterminées à l'aide de  $M$  et  $N$  qui sont lues à partir du fichier résultat de **ROBOT ANALISYS STRUCRUAL**.

#### • 1<sup>er</sup> cas : Section Entièrement Comprimée

Si :  $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1).

$$A = 0,0015.b.L \quad (0,15\%)$$

#### • 2<sup>ème</sup> cas : Section Entièrement tendue

Si :  $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales



## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$A = \frac{f_t}{f_e}$  ; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.

Si :  $A < A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot L_t$  de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec A.

#### • 3<sup>eme</sup> cas : Section Partiellement Tendue

Si :  $(\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min})$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

#### V.2.3.2 Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003:

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

#### V.2.3.3 Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003:

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

#### V.2.3.4 Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15%
- En zone courante : 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$ .
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e}$$

### V.2.4 Exemple de calcul :

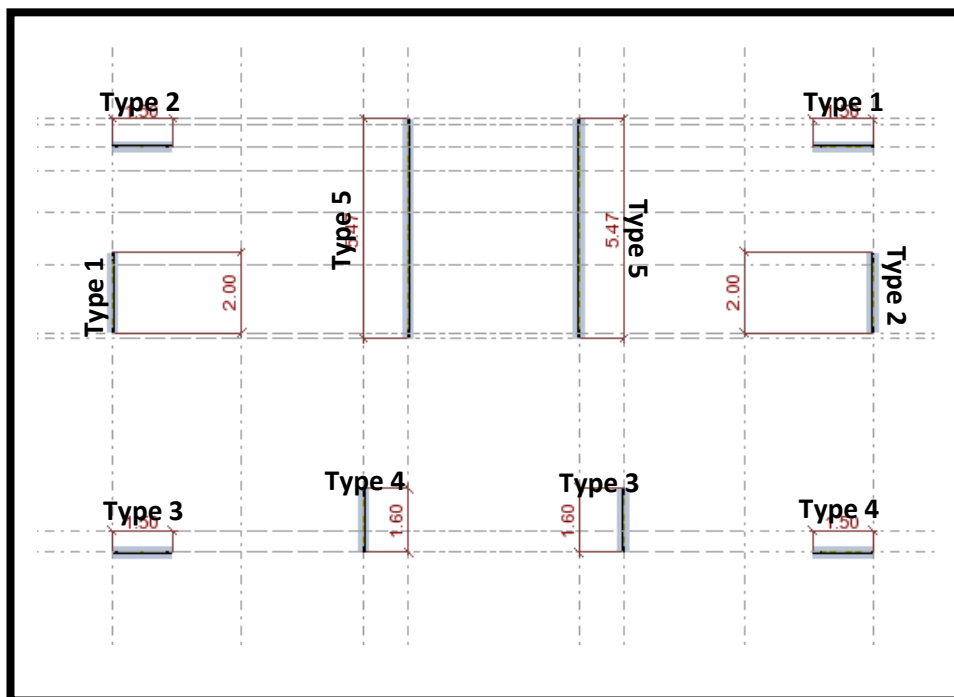


Figure V.2.1: vue en 2D avec logiciel robot analysis structural

### Sens x-x :

On prendra comme exemple le voile type 01 le plus sollicité au niveau du RDC (Sens x-x) qu'il a les caractéristiques géométriques et les sollicitations suivantes :

Longueur [m]	Hauteur [m]	Ep [m]
1,5	3,40	0,30

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

On utilise une fiche Excel pour calculer les contraintes et les longueurs tendu :

V.2.1 Tableau récapitulatif des contraintes gauche et droit et les longueurs des zones tendue:

	NOM	TYPE	N (KN)	M (N.m)	$\sigma_g$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	Lt
1	ELU	ELU	2145,15	-89,98	5,57	3,97	-
2	G+Q+VX	ACC	1688,9	435,09	-0,11	7,62	0,02
3	G+Q-VX	ACC	1416,48	-565,86	8,18	-1,88	0,28
4	G+Q+VY	ACC	2288,26	-371,84	8,39	1,78	-
5	G+Q-VY	ACC	817,12	241,07	-0,33	3,96	0,11
6	0.8G+VX	ACC	1116,95	457,27	-1,58	6,55	0,29
7	0.8G-VX	ACC	844,52	-543,67	6,71	-2,96	0,46
8	0.8G+VY	ACC	1716,31	-349,65	6,92	0,71	-
9	0.8G-VY	ACC	245,16	263,25	-1,80	2,88	0,58

V.2.4.1 Les caractéristiques géométriques du voile:

▪ Inertie du voile :

$$I = \frac{(0,3 \times 1,5^3)}{12} = 0,084675 \text{ m}^4$$

▪ Surface en plan du voile :

$$\Omega = 0,3 \cdot 1,5 = 0,45 \text{ m}^2$$

▪ La position de l'axe neutre :

$$v = \frac{L}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

V.2.4.2 Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :

• Effort de compression à l'ELU :

$$N_{\max} = 2145,15 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 89,98 \text{ N.m}$$

V.2.4.2.1 Calcul les contraintes :

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{2145,15}{0,45} + \frac{89,98 \cdot 0,75}{0,084675} = 5563,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{2145,15}{0,45} - \frac{89,98 \cdot 0,75}{0,084675} = 3970,01 \text{ KN/m}^2$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$\sigma_d > 0$  ;  $\sigma_g > 0$  la section est entièrement comprimée.

#### V.2.4.2.2 Calcul de la contrainte moyenne:

Le calcul se fait par des bandes d'après le **DTR.B.C 2.42** il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} \cdot L_c\right) = (1,7\text{m}; 1\text{m}) = 1\text{m}$$

$$d_{\max} = 1\text{ m}$$

**on prendra :**

$$d_1 = 1\text{ m}$$

#### V.2.4.2.3 Détermination la contrainte moyenne de la bande $d_1$ :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (L_c - d_1) \cdot \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{L_c} = 3,97 + (1,5 - 1) \cdot \frac{(5,56 - 3,97)}{1,5}$$

$$\sigma_1 = 4,5\text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{5,56 + 4,5}{2} = 5,03\text{ MPa}$$

#### V.2.4.2.4 L'effort normal appliqué sur la bande $d_1$ :

$$N_u = \sigma_{\text{moy}} \cdot e \cdot d_1 = 5,03 \cdot 0,3 \cdot 1 = 1509\text{ KN}$$

#### V.2.4.2.5 Calcul de l'effort limite ultime:

L'effort limite ultime  $N_{u \text{ lim}}$  est donné par la formule suivante:

Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \cdot \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

**Avec:**

$$B_r = L \cdot (a - 2) = 100 \cdot (30 - 2) = 2800\text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} = \frac{0,85 \cdot 3,4 \cdot \sqrt{12}}{0,3} = 33,37$$

**Donc:**  $\alpha = 0,52$

**Alors:**

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \cdot \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} = 0,52 \cdot \frac{0,28 \cdot 25000}{0,9 \cdot 1,5} = 2696,29 \text{ KN}$$

#### **Conclusion:**

$N_{u \text{ lim}} = 2696,29 \text{ KN} > N_u = 1509 \text{ KN} \rightarrow$  condition vérifier

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

#### **V.2.4.3 Calcul du ferrailage:**

D'après notre système de contreventement voile porteur on prend en considération juste les sollicitations des voiles du RDC et sous sol et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

##### **V.2.4.3.1 Ferrailage verticale:**

On prend les cas les plus défavorables:

**(0,8G-VX ; 0,8G-VY) PANNEAU 03 RDC :**

- **1<sup>ere</sup> cas: 0,8.G-VX**

$N = 844,52 \text{ KN} ; M = 543,67 \text{ KN.m}$

##### **V.2.4.3.2 Calcul des contraintes:**

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{844,52}{0,45} + \frac{543,67 \cdot 0,75}{0,084675} = 6692,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{844,52}{0,45} - \frac{543,67 \cdot 0,75}{0,084675} = -2938,8 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_d > 0 ; \sigma_g < 0$  la section est partiellement tendue.

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction d'où la nécessité d'y mettre des armatures pour résister aux contraintes de traction. Nous déterminons donc le ferrailage en considérant la contrainte de traction.

##### **V.2.4.3.3 Calcul de la longueur de la zone tendue:**

$$L_t = L \cdot \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} = 1,5 \cdot \frac{2938,8}{6692,21 + 2938,8} = 0,46 \text{ m (longueur de la zone tendue)}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$L_c = L - L_t = 1,5 - 0,46 = 1,04 \text{ m}$$

Le calcul se fait par des bandes d'après le **DTR .B.C 2.42** il faut que la condition suivant soit vérifiée :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} \cdot L_c \right)$$

$$d \leq \min \left( \frac{3,4}{2} = 1,7 \text{ m}; \frac{2}{3} \cdot 1,04 = 0,69 \text{ m} \right)$$

**Donc:**

$$d_{\max} = 0,69 \text{ m}$$

Alors on divise la longueur tendue par deux bandes:

$$d_1 = 15 \text{ cm (zone d'about)}$$

$$d_2 = 31 \text{ cm}$$

#### V.2.4.3.4 Détermination de la contrainte moyenne dans la zone d'about:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_g \cdot (L_t - 0,15)}{L_t} = \frac{2,94 \cdot (0,46 - 0,15)}{0,46} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy1}} = \frac{(\sigma_g + \sigma_1)}{2} = 2,46 \text{ MPa}$$

#### V.2.4.3.5 Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about:

$$N_{u1} = \sigma_{\text{moy}} \cdot e \cdot d = 2,46 \cdot 0,3 \cdot 0,15 = 110,7 \text{ KN}$$

#### V.2.4.3.6 Calcul des armatures verticales:

$$A_s = \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{110,7 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 2,80 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.7 Calcul des armatures de couture :

$$A_c = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 134,75}{400} \cdot \frac{15}{150} = 0,52 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée:

$$A = A_s + A_c = 3,32 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.8 Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande:

$$\sigma_{moy 2} = \frac{(\sigma_1 + 0)}{2} = 0,99 \text{ MPa}$$

#### V.2.4.3.9 Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande:

$$N_{u2} = \sigma_{moy} \cdot e \cdot d = 0,99 \cdot 0,3 \cdot 0,31 = 92,07 \text{ KN}$$

#### V.2.4.3.10 Calcul des armatures verticales :

$$A_s = \frac{N_{u2}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{92,07 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 2,30 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.11 Calcul des armatures de couture:

$$A_c = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 134,75}{400} \cdot \frac{31}{150} = 1,07 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée:

$$A = A_s + A_c = 3,37 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.12 Armatures minimal RPA:

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t = 2,76 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_{\max} = \text{Max} (A_{\text{cal}}, A_{\min}) = (6,69 ; 2,76) = 6,63 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.13 Armatures courantes:

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot L_c = 0,10\% \cdot 30 \cdot 120 = 3,6 \text{ cm}^2$$

- 2<sup>ere</sup> cas: 0,8.G-VY

$$N = 245,16 \text{ KN} ; M = 263,25 \text{ N.m}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.2.4.3.14 Calcul des contraintes:

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{245,16}{0,45} + \frac{263,25 \cdot 0,75}{0,084675} = 2876,51 \text{ KN}$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{245,16}{0,45} - \frac{263,25 \cdot 0,75}{0,084675} = -1786,9 \text{ KN}$$

$\sigma_d > 0$  ;  $\sigma_g < 0$  la section est partiellement tendu.

#### V.2.4.3.15 Calcul de la longueur de la zone tendue:

$$L_t = L \cdot \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} = 1,5 \cdot \frac{1786,9}{2876,51 + 1786,9} = 0,58 \text{ m (longueur de la zone tendue)}$$

$$L_c = L - L_t = 1,5 - 0,46 = 0,92 \text{ m}$$

Le calcul se fait par des bandes d'après le **DTR .B.C 2.42** il faut que la condition suivant soit vérifier:

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} \cdot L_c \right)$$

$$d \leq \min \left( \frac{3,4}{2} = 1,7 \text{ m} ; \frac{2}{3} \cdot 0,92 = 0,61 \text{ m} \right)$$

**Donc:**

$$d_{\max} = 0,61 \text{ m}$$

Alors on devise la longueur tendue par deux bandes:

$$d_1 = 15 \text{ cm (zone d' about)}$$

$$d_2 = 43 \text{ cm}$$

#### V.2.4.3.16 Détermination de la contrainte moyenne dans la zone d'about:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_g \cdot (L_t - 0,15)}{L_t} = \frac{1,8 \cdot (0,58 - 0,15)}{0,58} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy 2} = \frac{(\sigma_g + \sigma_1)}{2} = \frac{1,8 + 1,34}{2} = 1,57 \text{ MPa}$$



## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.2.4.3.17 Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about:

$$N_u = \sigma_{\text{moy}} \cdot e \cdot d = 1,57 \cdot 0,3 \cdot 0,15 = 70,65 \text{ KN}$$

#### V.2.4.3.18 Calcul des armatures verticales:

$$A_s = \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{70,65 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,80 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.19 Calcul des armatures de couture:

$$A_c = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 134,75}{400} \cdot \frac{15}{150} = 0,52 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée:

$$A = A_s + A_c = 2,32 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.20 Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande:

$$\sigma_{\text{moy}2} = \frac{(\sigma_1 + 0)}{2} = \frac{1,34 + 0}{2} = 0,67 \text{ MPa}$$

#### V.2.4.3.21 Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande:

$$N_{u2} = \sigma_{\text{moy}} \cdot e \cdot d = 0,67 \cdot 0,3 \cdot 0,43 = 86,430 \text{ KN}$$

#### V.2.4.3.22 Calcul des armatures verticales:

$$A_s = \frac{N_{u2}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{86,430 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 2,16 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.23 Calcul des armatures de couture:

$$A_c = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 134,75}{400} \cdot \frac{31}{150} = 1,07 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée:

$$A = A_s + A_c = 3,23 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.2.4.3.24 Armatures minimales RPA:

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t = 2,82 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_{\max} = \text{Max} (A_{\text{cal}}, A_{\min}) = (5,55 ; 2,82) = 5,55 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.25 Armatures courantes:

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot L_c = 0,10\% \cdot 30 \cdot 120 = 3,6 \text{ cm}^2$$

#### V.2.4.3.26 Espacement des armatures verticales :

D'après l'RPA 99 /2003 article 7.7.4.3:

$$S_t \leq (1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (1,5 \cdot a = 45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'about} \rightarrow \frac{L}{10} = 15 \text{ cm} \geq S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

#### V.2.4.3.27 Choix d'armature :

On prend le cas le plus défavorable 1<sup>ere</sup> cas: 0,8.G-VX

$$A_{\text{d'about}} = 3,57 \text{ cm}^2 = 2 \times (2T12) = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande 2}} = 3,31 \text{ cm}^2 = 2 \times (2T10) \text{ cm}^2 = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\text{courante}} = 0,1\% \cdot b \cdot L_{\text{courante}} = 3,6 \text{ cm}^2 = 2 \times (3T10) = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

#### V.2.4.3.28 Vérification de la contrainte de cisaillement:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\text{La contrainte de cisaillement est: } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times V_u}{b \cdot d}$$

**Avec :**

**V :** L'effort tranchant à la base du voile.

**b :** Épaisseur de voile.

**d :** Hauteur utile, (d=0,9h).

**h :** Hauteur totale de la section brute.

**La contrainte limite est :**  $\bar{\tau}_u = 0,20 \cdot f_c 28$ .

Il faut vérifier la condition suivante:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### Application numérique:

#### ❖ ACC :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 134,75 \cdot 10^3}{300 \cdot 2,9 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \tau_u = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

#### ❖ ELU:

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{92,60 \cdot 10^3}{300 \cdot 3,4 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \tau_u = 0,10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,06 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1 \text{ MPa}$$

### V.2.4.3.29 Ferrailage horizontale:

#### ➤ L'espacement des armatures horizontales :

$$S_t \leq (1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (1,5 \cdot a = 45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} k=0 \text{ (pas de reprise en bétonnage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ A_t \geq \frac{0,24 - 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1}{0,9 \cdot \frac{400}{1}} \cdot 30 \cdot 15 = 0,49 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

#### • Armatures transversale minimales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \frac{1}{f_e} \min\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$A_{t \min} = \frac{b \cdot S_t}{f_e} \cdot \frac{\tau_u}{2} = \frac{30.15}{400} \cdot \frac{0,24}{2} = 0,14 \text{ cm}^2$$

▪ D'après le B.A.E.L 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{7,9}{4} = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{H \text{ RPA}} = 0,15\% b \cdot L = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t \min} ; A_{\text{cal}} ; A_{\text{B.A.E.L}} ; A_{\text{RPA}})$$

$$A_t = 6,75 \text{ cm}^2$$

Choix : T10  $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$

#### V.2.5 Vérification de la contrainte de cisaillement:

#### V.2.2 Tableau recapitulatif de verification de cisaillement sens X-X:

Type	Combinaison	$T_u$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
1	ELU	92,60	0,10	1	C.V
	ACC	134,75	0,24	5	C.V
2	ELU	98,82	0,13	1	C.V
	ACC	113,42	0,17	5	C.V
3	ELU	60,87	0,10	1	C.V
	ACC	78,51	0,12	5	C.V
4	ELU	64,54	0,10	1	C.V
	ACC	88,25	0,14	5	C.V

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### V.2.3 Tableau recapulatif de verification de cisaillement sens Y-Y:

Type	Combinaison	$T_u$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
1	ELU	96,60	0,12	1	C.V
	ACC	315,28	0,48	5	C.V
2	ELU	90,70	0,12	1	C.V
	ACC	324,79	0,58	5	C.V
3	ELU	261,86	0,33	1	C.V
	ACC	284,52	0,51	5	C.V
4	ELU	261,31	0,33	1	C.V
	ACC	301,44	0,54	5	C.V
5	ELU	264,12	0,34	1	C.V
	ACC	862,76	1,54	5	C.V
6	ELU	308,11	0,39	1	C.V
	ACC	1121,98	1,71	5	C.V

### V.2.6 Vérification de la contrainte de compression à l'ELS:

$N = 1533,36$  KN;  $M = 68,54$  N.m

#### V.2.6.1 Calcul des contraintes:

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{1533,36}{0,45} + \frac{68,54 \cdot 0,75}{0,084675} = 4,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{1533,36}{0,45} - \frac{68,54 \cdot 0,75}{0,084675} = 2,8 \text{ MPa}$$

#### V.2.6.2 Contrainte de compression à l'ELS:

$$\sigma_c = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

#### Conclusion:

$$\sigma_c = 15 \text{ MPa} > \sigma_{\max} = 4,02 \text{ MP} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

V2.4 Tableau récapitulatif de vérification des contraintes de compression à ELS sens X-X :

Type	cas	N (N.m)	M (N.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{\max} \leq \sigma_c$
1	ELS	1533,36	68,54	4,02	15	C.V
2	ELS	1531,69	84,64	4,16	15	C.V
3	ELS	1427,45	84,27	3,92	15	C.V
4	ELS	1436,29	79,59	3,90	15	C.V

V2.5 Tableau récapitulatif de vérification des contraintes de compression à ELS sens Y-Y :

Type	cas	N (N.m)	M (N.m)	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\max} \leq \sigma_c$
1	ELS	2119,32	36,74	3,72	15	C.V
2	ELS	2107,71	32,18	3,67	15	C.V
3	ELS	2157,47	323,57	7,02	15	C.V
4	ELS	2153,09	318,53	6,97	15	C.V
5	ELS	3262,80	1974,08	3,31	15	C.V
6	ELS	2945,69	1943,58	3,09	15	C.V

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.2.6 Tableaux récapitulatif de ferrailage des voiles les plus sollicités :

- Sens X-X

Type du voile	1	2	3	4
Ep[m]	0,30	0,30	0,30	0,30
L[m]	1,5	1,5	1,5	1,5
Section	SPT	SPT	SPT	SPT
L <sub>t</sub> [m]	0,46	0,47	0,43	0,40
d <sub>max</sub>	0,68	0,69	0,71	0,73
d <sub>1</sub> [m]	0,15	0,15	0,15	0,15
d <sub>2</sub> [m]	0,31	0,32	0,28	0,25
A <sub>d'about</sub> [cm <sup>2</sup> ]	2,80	2,91	2,29	1,71
A <sub>bande2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	2,30	2,49	1,68	1,12
A'[cm <sup>2</sup> ]	-	-	-	-
A <sub>c1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	0,52	0,52	0,52	0,52
A <sub>c2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	1,07	1,10	0,97	1,30
A <sub>d'about</sub> +A <sub>c1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	3,32	3,43	2,81	2,23
A <sub>bande2</sub> +A <sub>c2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	3,37	3,59	2,65	1,98
A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	2,76	2,82	2,57	2,42
Retenue (d'about)[cm <sup>2</sup> ]	3,32	3,43	2,81	1,98
Retenue(bande2)[cm <sup>2</sup> ]	3,37	3,59	2,65	2,42
A <sub>courante</sub>	3,6	3,6	3,6	3,6

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

Sens Y-Y :

Type du voile	1	2	3	4	5	6
<b>Ep [m]</b>	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
<b>L [m]</b>	2	2	1,6	1,6	5,47	5,47
<b>Section</b>	SPT	SPT	SPT	SPT	SPT	SPT
<b>L<sub>t</sub> [m]</b>	0,78	0,28	0,30	0,30	2,34	2,50
<b>d<sub>max</sub></b>	0,81	1,41	0,87	0,87	1,7	1,7
<b>d<sub>1</sub>[m]</b>	0,20	0,20	0,16	0,16	0,547	0,547
<b>d<sub>2</sub>[m]</b>	0,29	0,08	0,14	0,14	0,897	1,00
<b>d<sub>3</sub>[m]</b>	0,29	-	-	-	0,897	0,953
<b>A<sub>d'about</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	7,21	0,84	1,94	0,22	13,15	30,81
<b>A<sub>bande2</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	6,68	0,07	0,54	0,06	14,04	36,78
<b>A<sub>bande3</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	2,20	-	-	-	4,69	11,53
<b>A' [cm<sup>2</sup>]</b>	-	-	-	-	-	-
<b>A<sub>c1</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	1,25	1,25	1,16	1,16	4,32	4,32
<b>A<sub>c2</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	1,81	0,50	1,02	1,02	7,08	7,90
<b>A<sub>c3</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	1,81	-	-	-	-	7,53
<b>A<sub>d'about</sub>+A<sub>c1</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	8,46	2,09	3,10	1,38	17,47	35,13
<b>A<sub>bande2</sub>+A<sub>c2</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	8,49	0,57	1,56	1,08	21,12	44,68
<b>A<sub>bande3</sub>+A<sub>c3</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	4,01	-	-	-	11,77	19,06
<b>A<sub>min</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	4,68	1,68	1,8	1,8	14,04	15
<b>A<sub>Retenue(d'about)</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	8,46	2,09	3,10	1,38	17,47	35,13
<b>A<sub>Retenue(bande2)</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	8,49	0,57	1,56	1,08	21,12	44,68
<b>A<sub>Retenue(bande3)</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	4,01	-	-	-	11,77	19,06
<b>A<sub>courante</sub></b>	4,8	4,8	3,84	3,84	13,13	13,13



## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.2.7 Tableaux récapitulatif de choix d'armature:

Sens	X-X	Y-Y	Y-Y	Y-Y
Type de voile	1 ; 2 ; 3 ; 4	1 ; 2	3 ; 4	5 ; 6
Choix d <sub>1</sub>	4T12	6T14	4T10	18T16
Choix d <sub>2</sub>	4T10	6T14	4T10	16T20
Choix d <sub>3</sub>	-	4T14	-	12T16
Zone comprimée	10T10	4T14	12T10	8T16
A <sub>H</sub>	T10	T10	T10	T12
Espacement d <sub>1</sub> (cm)	8	6	9	6
Espacement d <sub>2</sub> (cm)	15	10	9	12
Espacement d <sub>3</sub> (cm)	-	15	-	15
Espacement zone comprimée(cm)	15	15	15	11
Espacement A <sub>H</sub> (cm)	15	15	15	15

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

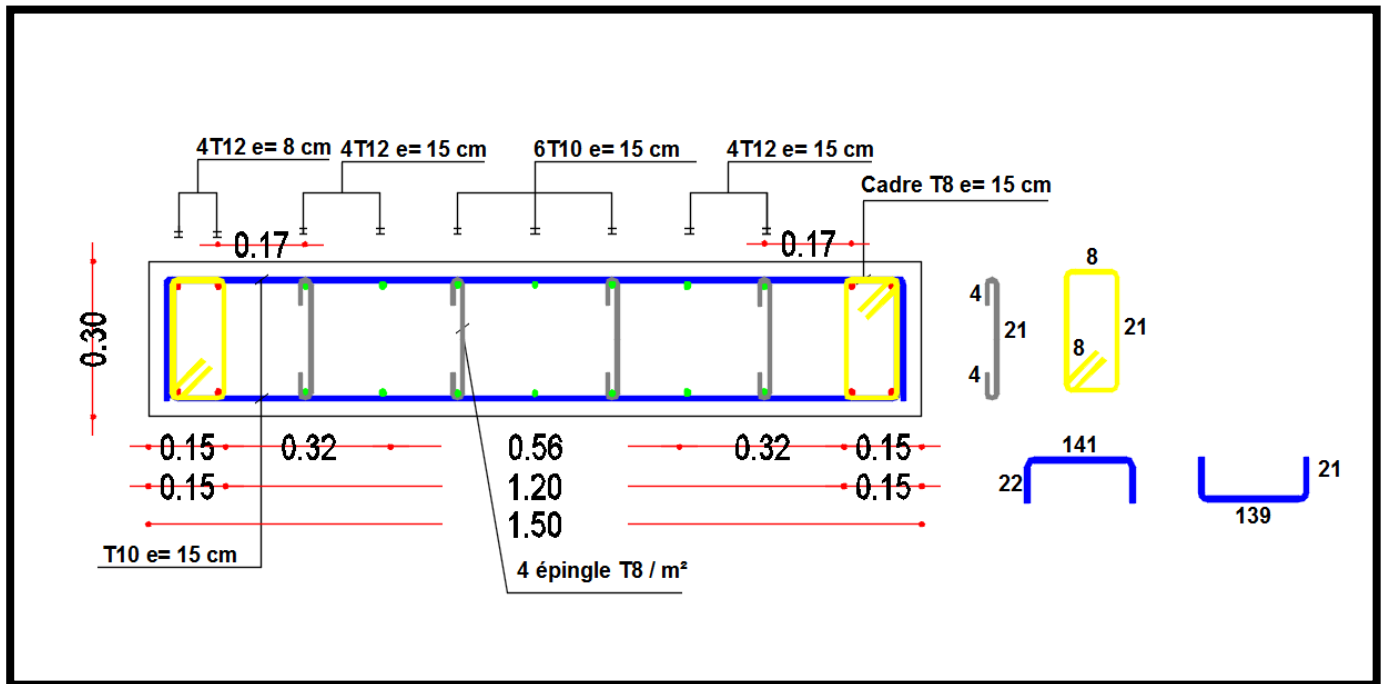


Figure V.2.2: Coupe horizontale du ferrailage des voiles sens X-X type (1; 2; 3; 4)

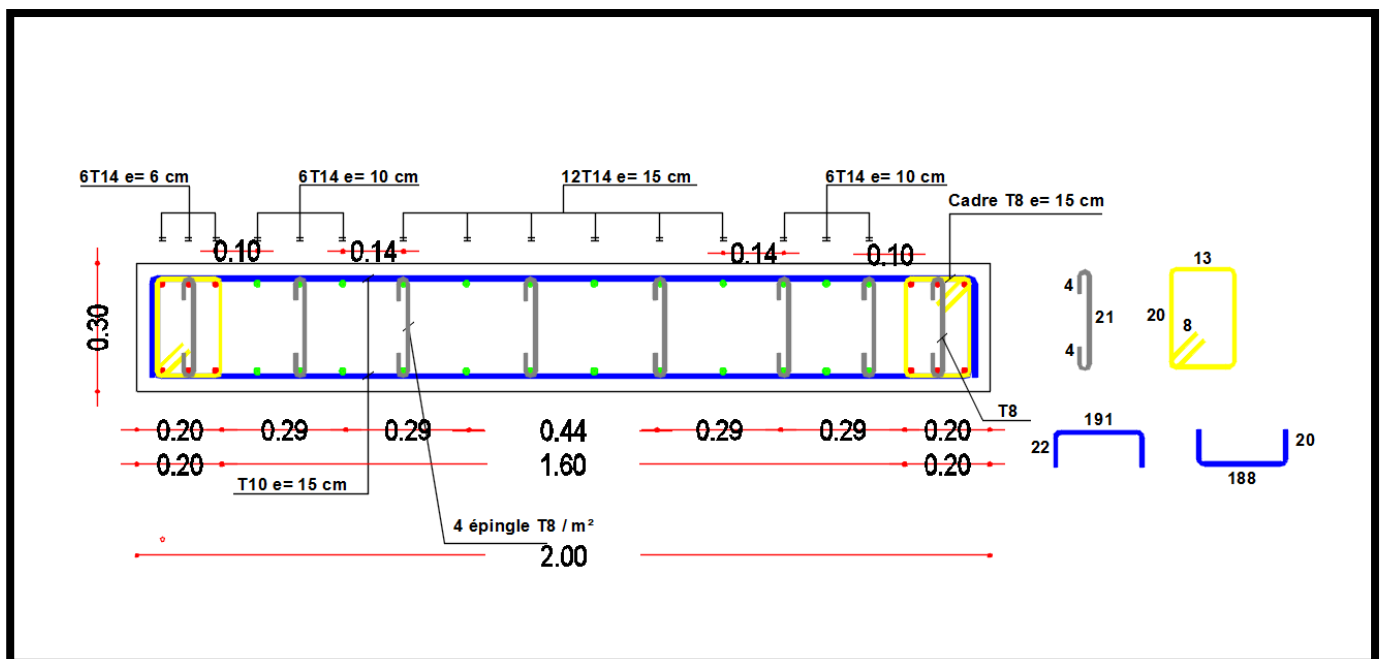


Figure V.2.3: Coupe horizontale du ferrailage des voiles sens Y-Y type (1; 2)

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

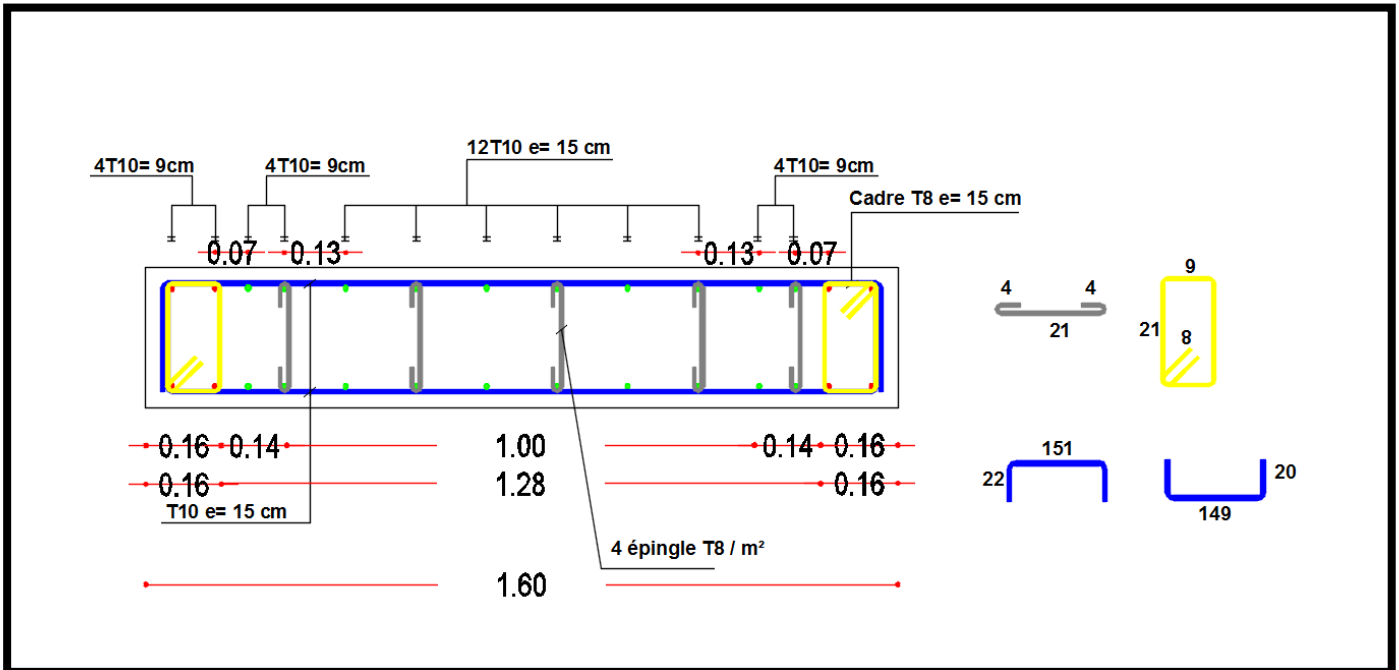


Figure V.2.4: Coupe horizontale du ferrailage des voiles sens Y-Y type (3; 4)

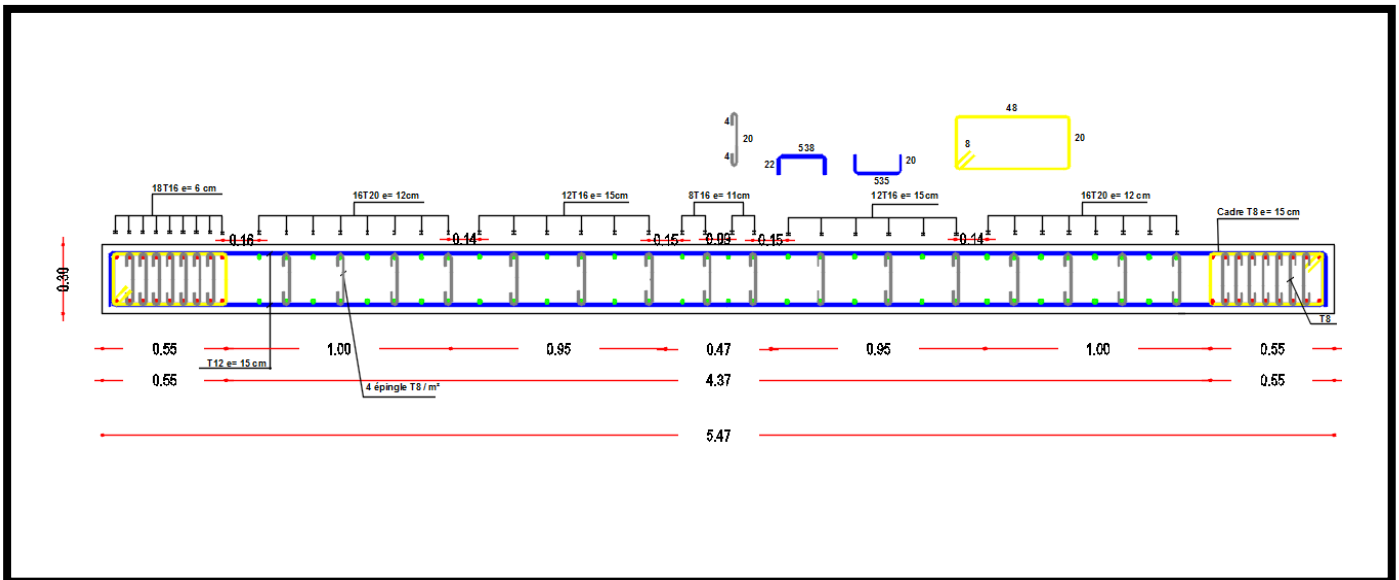


Figure V.2.5: Coupe horizontale du ferrailage des voiles sens Y-Y type (5; 6)

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### V.2.7 Ferrailage du voile avec ouverture:

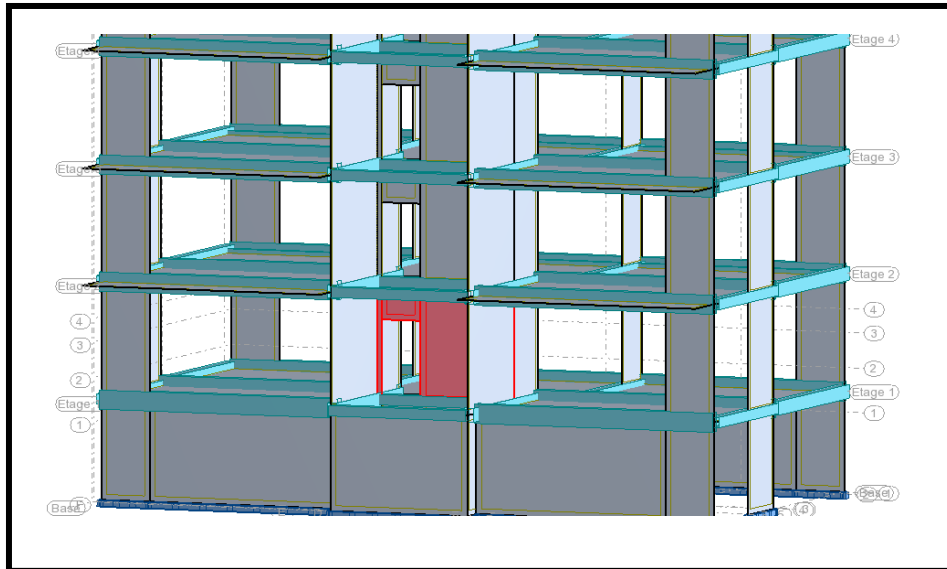


Figure V.2.13.1: vue en 3D avec robot analysis structural du voile avec ouverture voile

- **Ferrailage du linteau :**

**Premier cas:**  $\tau_u < 0,06.f_{c28}=0,06.25$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M, V$ )

On devra disposer:

- des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
- des aciers transversaux ( $A_t$ )
- des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ )

**a) Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_t \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

**Avec:**  $z = h-2d'$

$h$  : La hauteur totale du linteau.

$d'$  : La distance d'enrobage.

$M$ : moment dû à l'effort tranchant ( $\bar{V}$ ).

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### b) Aciers transversaux:

1) Premier sous-cas: linteaux longs :  $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$

On a :

$$s > \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}}$$

S : espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

$\bar{V}$  = effort tranchant dans la section considérée

$l$  = portée du linteau

2) deuxième sous cas: linteaux courts:  $\lambda_g \leq 1$

On doit avoir:

$$s > \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$V = \min (V_1 ; V_2)$

$V_2 = 2 \cdot V_u$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

**Avec:**

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  et calculés par :

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$

Avec:  $z = h - 2d'$  (voir figure V.2.13.1)

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

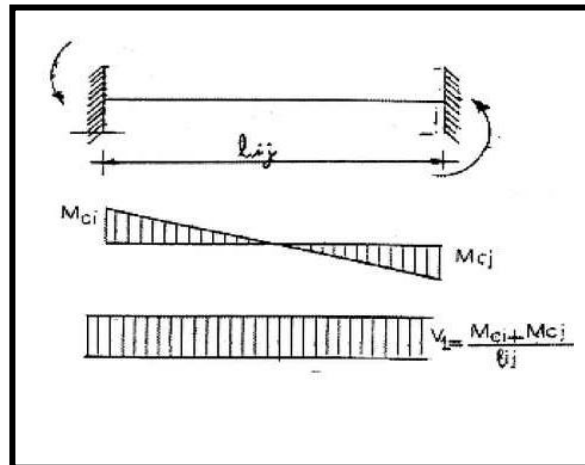


Figure V.2.13.2: schéma statique du calcul des moments et l'effort

**Deuxième cas:**  $\tau_u > 0,06.f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement (voir figure 7.11)

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \cdot \sin \alpha}$$

**Avec:**

$$t_g = \frac{h - 2.c}{L} \text{ (voir figure V. 2. 13. 3 )}$$

V = V calcul (sans majoration)

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

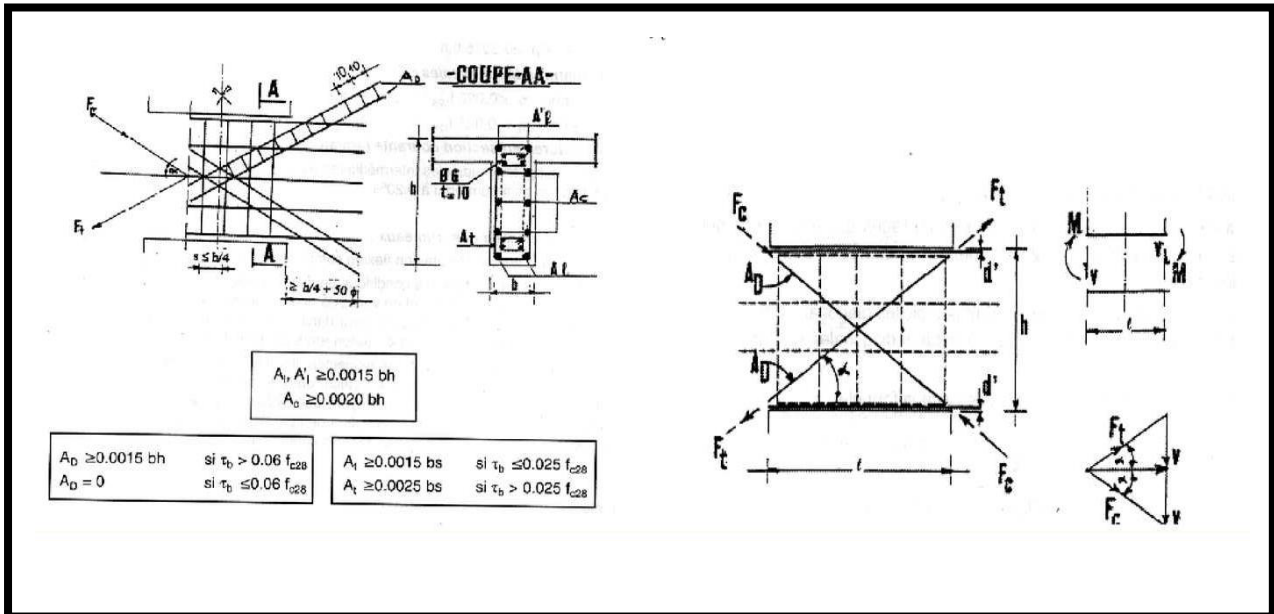


Figure V.2.13.3: ferrailage des armatures diagonales

### V.2.7.1 Ferrailage du linteau:

- Sous sol :

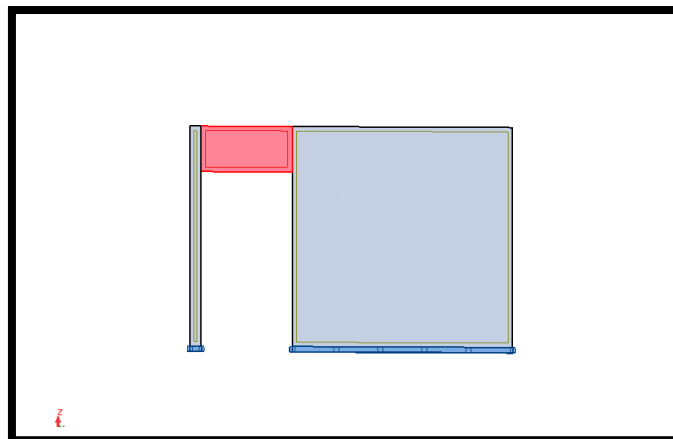


Figure V.2.13.4: linteau de sous sol

V.2.7.1.1 D'après le ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL on détermine les moments et L'efforts tranchants max du linteau:

$$M = 22,41 \text{ N.m}$$

$$V = 205,15 \text{ KN} \rightarrow \text{cas: } 0,8.G-V_x$$

$$b = 30\text{cm}; h = 0,6\text{m}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.2.7.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est:  $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b.d} = \frac{1.4 \times V_u}{b.d}$

**Avec:**

V : L'effort tranchant à la base du voile.

B : Epaisseur de voile.

D : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est:  $\bar{\tau}_u = 0,20. f_{c28}$ .

Il faut vérifier la condition suivante:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b.d} = \frac{1.4 \times V_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 54,74}{300.600.0,9} = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,20. f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

#### **Conclusion:**

La condition est vérifiée.

#### V.2.13.1.3 Calcul du ferrailage:

**On a:**  $\tau_u = 0,47 \text{ MPa}$

**Donc:**  $\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < 0,06.f_{c28} = 0,06.25 = 1,5 \text{ MPa} \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ cas } \tau_u < 0,06.f_{c28}$

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_L \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

**Avec:** M : moment du à l'effort tranchant V

$$Z = h - 2.c$$

**Ou:** h : est la hauteur totale de linteau

C : est la distance d'enrobage



## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$A_L = \frac{M}{Z \cdot f_e} = \frac{22,41}{0,54 \cdot 400000} = 1,04 \text{ cm}^2$$

- D'après le RPA on a

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 30 \cdot 60 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } A_L = 2 \cdot (4T10) = 3,14 \text{ cm}^2$$

#### V.2.7.1.4 Armatures en diagonales:

$$\text{On a: } \tau_u = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < 0,06 \cdot f_{c28} = 0,06 \cdot 25 = 1,5 \text{ MPa} \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ cas } \tau_u < 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Donc: } A_D = 0$$

#### V.2.7.1.2.5 Armatures transversales:

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

- D'après le RPA on a :  $A_t \geq 0,15\% \cdot b \cdot s$

➤ On choisi : T8mm

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = m_t \cdot a_t = m_t \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \frac{A_t}{0,0015 \cdot b} = \frac{1}{0,0015 \cdot 30} = 22,22 \text{ cm}$$

- Vérification l'espacement :

$$S \leq \begin{cases} 1,5 \cdot a = 1,5 \cdot 30 = 45 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ On prend :  $S = 15 \text{ cm}$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

- Armature de peau (section courante) :

$$A_c \geq 0,2\%b \cdot h = 0,002 \cdot 30 \cdot 60 = 3,6 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_c = 2 \cdot (3T10) = 4,72 \text{ cm}^2$

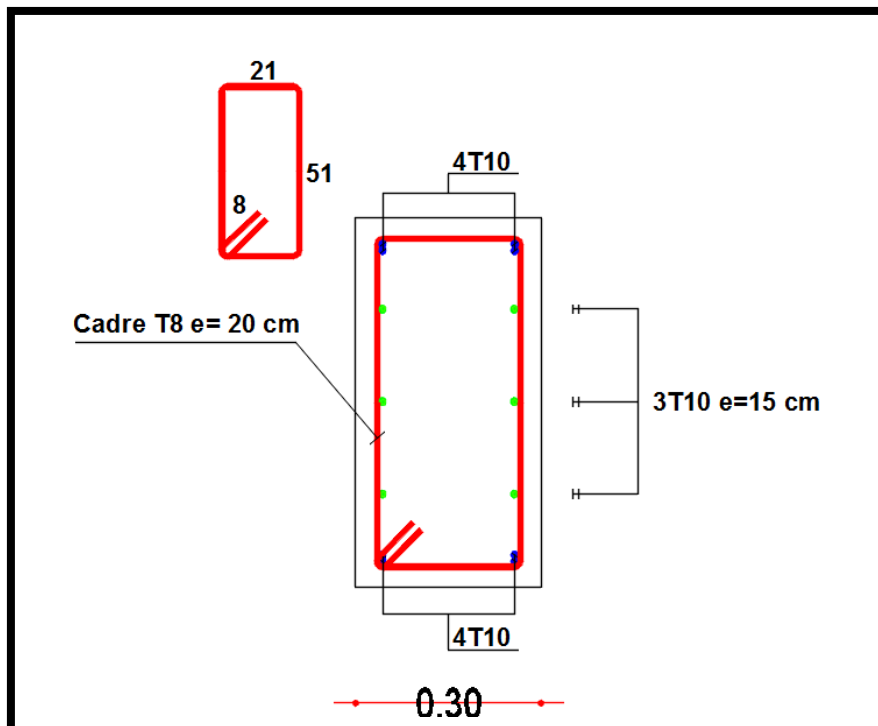


Figure V.2.13.5: Coupe transversale de ferrailage du linteau sous-sol

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.2.7.2 Ferrailage du linteau:

- Etage courant :

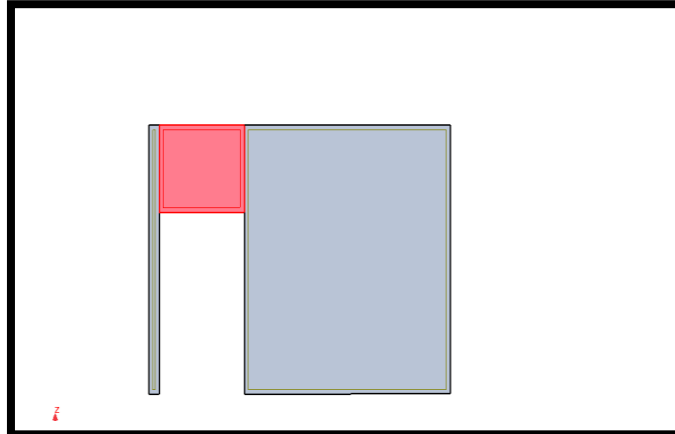


Figure V.2.13.6: linteau d'étage courant

#### V.2.7.2.1 L'effort tranchant max du linteau:

$V = 636,41 \text{ KN} \rightarrow \text{cas: } 0,8.G-V_x$

$b = 30\text{cm}; h = 1,1\text{m}$

#### V.2.7.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est:  $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b.d} = \frac{1,4 \times V_u}{b.d}$

**Avec:**

**V:** l'effort tranchant à la base du voile.

**d :** Épaisseur de voile.

**d :** Hauteur utile, ( $d=0,9h$ ).

**h :** Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est:  $\bar{\tau}_u = 0,20. f_{c28}$ .

Il faut vérifier la condition suivante:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b.d} = \frac{1,4 \times V_u}{b.d} = \frac{1,4 \times 636,41}{300.1100.0,9} = 2,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,20. f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### **Conclusion:**

La condition est vérifiée.

#### **V.2.7.2.3 Calcul le ferrailage:**

**On a:**  $\tau_u = 1,8 \text{ MP}$

**Donc:**  $\tau_u = 2,99 \text{ MP} > 0,06.f_{c28} = 0,06.25 = 1,5 \text{ MPa} \rightarrow 2^{\text{eme}} \text{ cas } \tau_u > 0,06.f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur) transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant minimum réglementaire les armatures en diagonale sont obligatoires.

#### **V.2.7.2.4 Armatures en diagonales:**

$$t_g = \frac{h-2.c}{L} = \frac{110-2.3}{120} = 0,86 \rightarrow \alpha = 40,91$$

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \cdot \sin \alpha} = \frac{636410}{2.40000 \cdot \sin 40,91} = 12,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{D \min} = 0,15\% \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 30 \cdot 110 = 4,95 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 12,15 \text{ cm}^2 > A_{D \min} = 4,95 \text{ cm}^2$$

**Donc:**

$$A_D = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

▪ **Espacement exigé par le RPA :**

**On prend:** des cadres de T8  $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 30 \cdot 110 = 4,95 \text{ cm}^2$$

✓ **On prend :**  $A_{\min} = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$

• **Armatures transversales :**

$$\tau_u = 2,99 \text{ MP} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MP}$$

• **D'après le RPA on a :**  $A_t \geq 0,25\% \cdot b \cdot s$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

**On choisi:** T8mm

$$\varnothing_t = 8\text{mm} \rightarrow A_t = m_t \cdot a_t = m_t \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} = 1,00\text{cm}^2$$

$$S \leq \frac{A_t}{0,0025 \cdot b} = \frac{1}{0,0025 \cdot 30} = 13,3\text{cm}$$

**V.2.7.2.5 Vérification de l'espacement:**

$$S \leq \begin{cases} 1,5 \cdot a = 1,5 \cdot 30 = 45\text{cm} \\ 30\text{cm} \\ \frac{h}{4} = \frac{110}{4} = 27,5\text{ cm} \end{cases}$$

✓ **On prend :**  $S = 10\text{cm}$

**V.2.7.2.6 Armature de peau (section courante) :**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 30 \cdot 110 = 6,6\text{cm}^2$$

✓ **On prend :**  $A_c = 2 \cdot (4\text{T}12) = 9,04\text{ cm}^2$

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

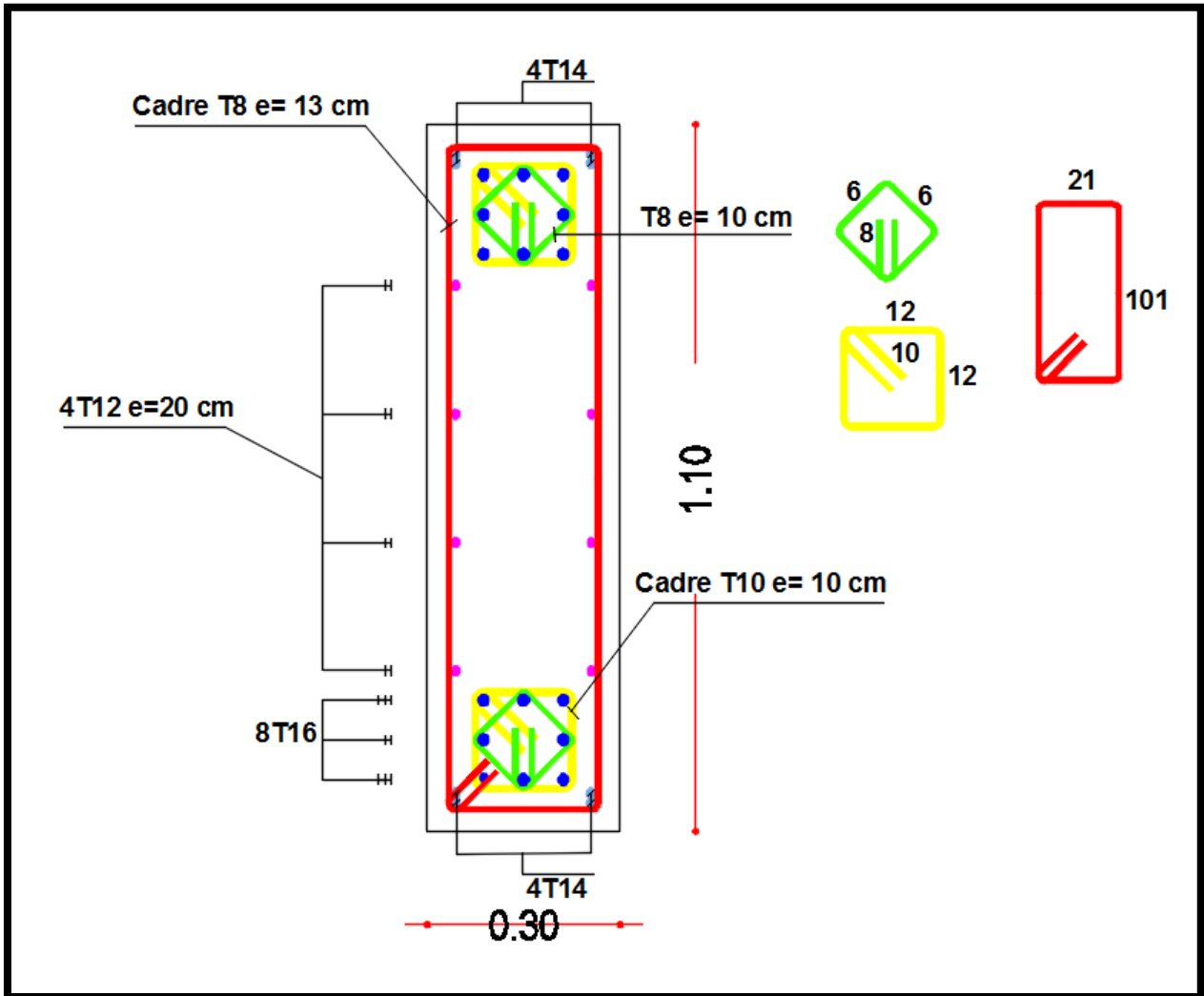


Figure V.2.13.7: Coupe transversale de ferrailage du linteau étage courant

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### V.2.7.3 Ferrailage du trumeau:

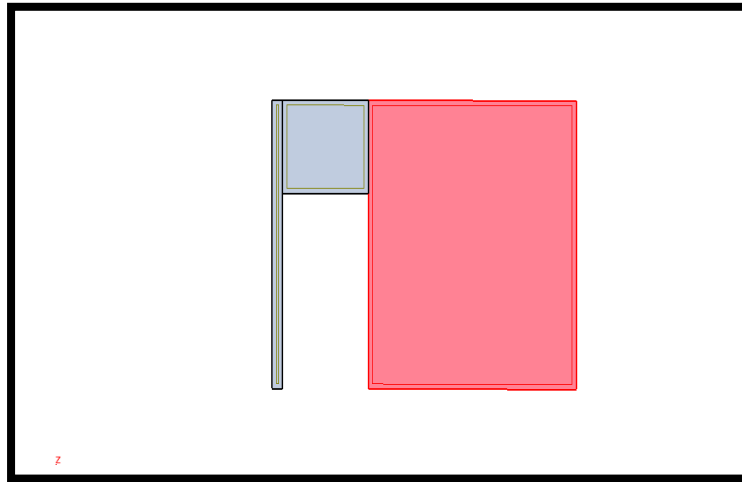


Figure V.2.13.8: la partie trumeau

### V.2.7.1 Tableaux récapitulatifs de ferrailage de voile le plus sollicité:

- Sens X-X :

Ep. [m]	L [m]	Section	$L_t$	$d_{max}$	$d_1$	$d_2$
0,30	2,76	SPT	0,96	1,2	0,276	0,684

$A_{d'about}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{bande\ 2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{c1}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{c2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]
4,96	5,11	-	4,01	9,95	5,76

$A_{d'about} + A_{c1}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{bande\ 2} + A_{c2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{Retenue}$ (d'about) [cm <sup>2</sup> ]	$A_{Retenue}$ (bande2) [cm <sup>2</sup> ]
8,97	15,06	8,97	15,06

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

### V.2.7.3.1 Choix d'armature :

$A_{d'about} = 8,97 \text{ cm}^2 = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 10 \text{ cm}$

$A_{bande 2} = 15,06 \text{ cm}^2 = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

$A_{courante} = 0,1\% \cdot b \cdot L_{courante} = 2,21 \text{ cm}^2 = 12T10 = \text{cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

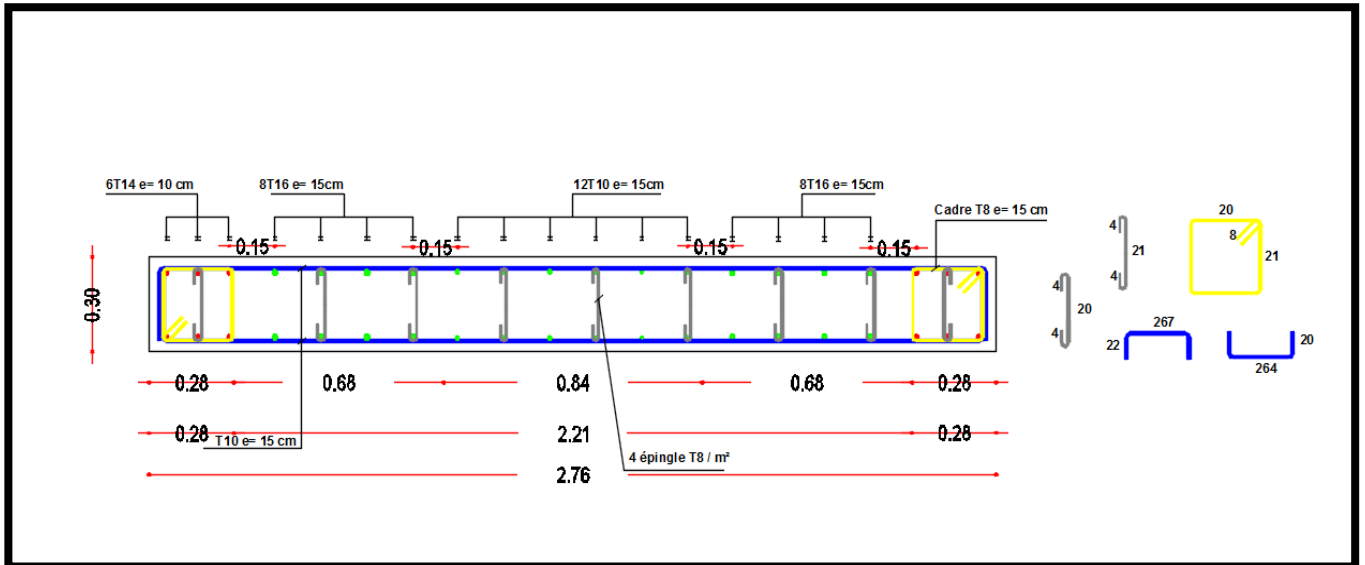


Figure V.2.13.9: Coupe horizontale de ferrailage du trumeau



## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.3 Etude du voile périphérique:

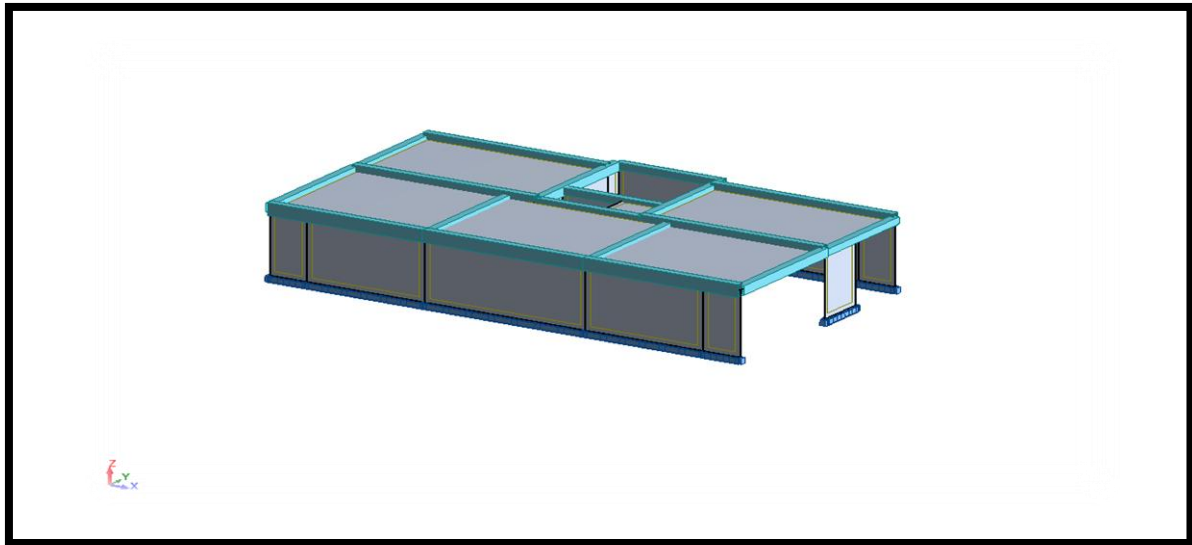


Figure V.3.1: les voiles périphériques (sous sol)

#### V.3.1 Détermination les sollicitations:

- Poids propre du voile périphérique:

$$P_{Pr} = \gamma_b \cdot V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_B = 1 \cdot h_e \cdot e$$

**Avec:**

**P<sub>Pr</sub>** : Poids propre du voile.

**h<sub>e</sub>** : La hauteur du voile.

**e** : Epaisseur de voile.

**Donc:**

$$V_B = 1 \cdot 2,9 \cdot 0,15 = 0,435 \text{ m}^3$$

$$P_r = \gamma_b \cdot V_b = 25 \cdot 0,435 = 10,88 \text{ KN}$$

# CHAPITRE V

## Étude des éléments structuraux

- **ELU**

$$N_u = 1,35 \cdot 10,88 = 14,68 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$N_{ser} = P_r = 10,88 \text{ KN}$$

### V.3.2 Calcul de la poussée des terres

D'après la (**THEORIE DE RANKINE 1860**) :

$$\sigma = K_p \cdot \gamma \cdot H$$

**Avec:**

$$K_p: \text{coefficient de poussée } K_p = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$\gamma$  : La masse volumique des terres.

**H**: hauteur de voile

$$\text{Avec: } \delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi ; \varphi = 35^\circ$$

$\delta$  : Frottement mur / sol

### V.3.3 Calcul des contraintes:

$$\sigma = K_p \cdot \gamma \cdot H$$

**Avec:**

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,271$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

**Donc:**

$$\text{À: } H = 0 \text{ m}$$

$$\sigma = K_p \cdot \gamma \cdot H = 0,247 \cdot 18 \cdot 0 = 0$$

$$\text{À; } H = 2,9 \text{ m}$$

$$\sigma = K_p \cdot \gamma \cdot H = 0,247 \cdot 18 \cdot 2,9 = 12,9 \text{ KN/m}^2$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

- On considère le voile comme une dalle s'appuyant sur 4 cotés avec une charge uniformément répartie:

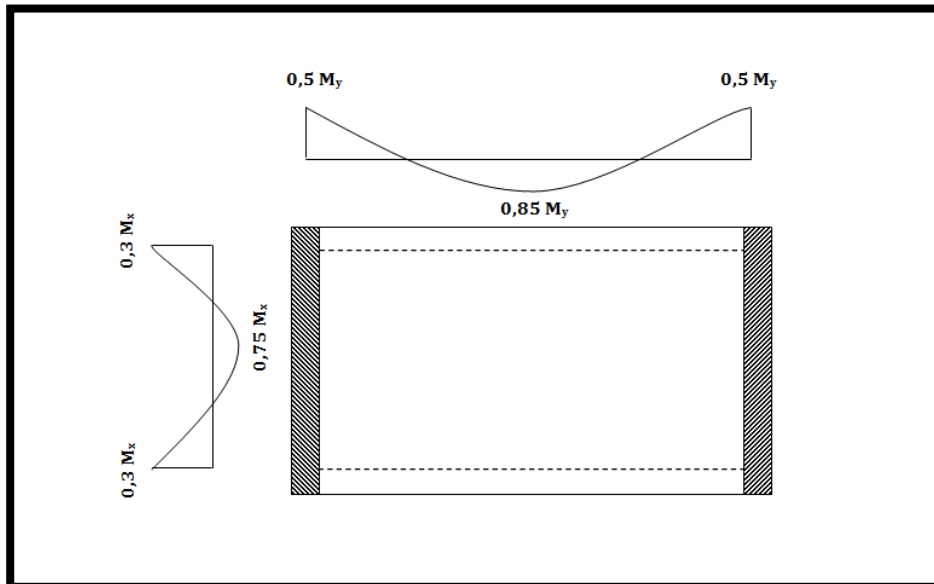


Figure V.3.2: schéma du panneau de dalle

#### V.3.4 Les combinaisons fondamentales:

$$\text{On a : } G = \frac{12,9}{2} = 6,45 \text{ KN/m}^2$$

- **ELU :**

$$Q_u = 1,35 \cdot G \cdot 1 = 1,35 \cdot 6,45 \cdot 1 = 8,71 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

$$Q_s = G \cdot 1 = 6,45 \cdot 1 = 6,45 \text{ KN/ml}$$

#### V.3.5 Calcul des sollicitations:

- **ELU :**

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

- **ELS:**

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u$$

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

**Alors:**  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,9}{6,48} = 0,45 \rightarrow 0,4 \leq 0,45 \leq 1$  : dalle porte suivant deux sens

#### V.3.5 Calcul des moments:

**Pour:**  $\rho = 0,45$  on adopte ces résultats

#### V.3.1 Tableau recapitulatif des valeurs de $\mu_y, \mu_x$ en ELU et ELS:

ELU		ELS	
$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,1017	0,250	0,1046	0,333

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,1017 \cdot 8,71 \cdot 2,9^2 = 7,45 \text{ KN.ml}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0,250 \cdot 7,45 = 1,86 \text{ KN.ml}$$

- **ELS:**

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,1046 \cdot 6,45 \cdot 2,9^2 = 1,96 \text{ KN.ml}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0,333 \cdot 1,96 = 0,65 \text{ KN.ml}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.3.2 Tableau récapitulatif des moments en travées et en appuis:

	ELU		ELS	
	x-x	y-y	x-x	y-y
<b><math>M_t</math> (KN.ml)</b>	5,59	1,60	1,47	0,60
<b><math>M_{ar}</math> (KN.ml)</b>	2,24	$M_{ai}=0,93$	0,59	$M_{ai}=0,33$
<b><math>M_{ai}</math> (KN.ml)</b>	$M_{ar} = 2,24$	0,93	$M_{ar} = 0,59$	0,33

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.3.3 Tableau récapitulatif des moments fléchissants:

	lx	Ly	$\rho$	qu'	Elu $v = 0$					ELS $v = 0.2$			
					$\mu$		Mu			$\mu_s$		Ms	
					$\mu_x$	$\mu_y$	Maux	Muy		$\mu_x$	$\mu_y$	MS	MS
<b>V1</b>	2,90	6,48	0,45	8,71	0,1017	0,25	7,45	1,86	6,45	0,1046	0,333	5,67	1,89
<b>V2</b>	2,90	4,75	0,61	8,71	0,0798	0,3170	5,85	1,85	6,45	0,0849	0,4870	4,61	2,24
<b>V3</b>	2,90	5,86	0,49	8,71	0,0960	0,2500	7,03	1,76	6,45	0,0993	0,3650	5,39	1,97
<b>V4</b>	2,90	4,26	0,68	8,71	0,0707	0,4080	5,18	2,11	6,45	0,0766	0,5630	4,16	2,34

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.3.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissant a ELU:

	$M_u(N.m)$		$M_t (KN.ml)$		$M_{ar}(KN.ml)$		$M_{ai}(KN.ml)$	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
<b>V1</b>	7,45	1,86	5,59	1,60	2,24	$M_{ai}=0,93$	$M_{ar} = 2,24$	0,93
<b>V2</b>	5,85	1,85	4,40	1,60	1,80	$M_{ai}=0,93$	$M_{ar} = 1,76$	0,93
<b>V3</b>	7,03	1,76	5,27	1,50	2,11	$M_{ai}=0,88$	$M_{ar} = 2,11$	0,88
<b>V4</b>	5,18	2,11	3,90	1,80	1,60	$M_{ai}=1,10$	$M_{ar} = 1,60$	1,10

#### V.3.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissant a ELS :

	$M_u(N.m)$		$M_t (KN.ml)$		$M_{ar}(KN.ml)$		$M_{ai}(KN.ml)$	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
<b>V1</b>	5,67	1,89	4,30	1,61	1,70	$M_{ai}=0,95$	$M_{ar} = 1,70$	0,95
<b>V2</b>	4,61	2,24	3,46	1,90	1,40	$M_{ai}=1,12$	$M_{ar} = 1,40$	1,12
<b>V3</b>	5,39	1,97	4,04	1,68	1,62	$M_{ai}=0,99$	$M_{ar} = 1,62$	0,99
<b>V4</b>	4,16	2,34	3,12	1,99	1,25	$M_{ai}=1,17$	$M_{ar} = 1,25$	1,17

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

#### V.3.6 Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum a ELU :

$M_t(\text{KN.ml})$		$M_a(\text{KN.ml})$	
x-x	y-y	x-x	y-y
5,59	1,80	2,24	1,10

#### V.3.7 Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum ELS :

$M_t(\text{KN.ml})$		$M_a(\text{KN.ml})$	
x-x	y-y	x-x	y-y
4,30	1,99	1,70	1,17

#### V.3.7 Calcul de l'enrobage :

$$\emptyset \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm on prendra } \rightarrow \emptyset = 10\text{mm}$$

$$C_x = a + \frac{\emptyset}{2} = 10 + 5 = 15\text{mm}$$

$$C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} = 25\text{mm}$$

$$d_x = h - C_x = 13,5\text{cm}$$

$$d_y = h - C_y = 12,5\text{cm}$$

#### V.3.8 Ferrailage de la dalle pleine :

- **ELU :**
  - **Sens x-x :**
- **En travée:**

$$M_u = 5,59\text{KN.ml}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{5,59 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 13,5^2} = 0,022$$

$$\text{On a : } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$



## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,027$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,59 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,99 \cdot 13,5} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### V.3.8.1 Condition de non fragilité:

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

#### V.3.8.2 Condition exigée par le RPA99/2003 :

$$A_{\text{RPA}} = 0,001 \cdot b \cdot h = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{ca} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\min}) = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 4\text{T}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS :**

{ Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- **En travée:**

$$M_u = 5,59 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 4,30 \text{ KN.ml}$$

$$\gamma = \frac{5,59}{4,30} = 1,3$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,3-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40$$

$$\alpha = 0,027 < 0,40 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

- **En appuis:**

$$M_u = 2,24 \text{ KN.ml}$$

- **Vérification l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,24 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 13,5^2} = 0,01$$

$$\text{On a : } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MP}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2,24 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,99 \cdot 13,5} = 0,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### V.3.8.3 Condition de non fragilité:

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

#### V.3.8.4 Condition exigée par le RPA99/2003 :

$$A_{\text{RPA}} = 0,001 \cdot b \cdot h = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{ca}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\min}) = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 4\text{T}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- **ELS :**

{  
Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- **En appuis :**

$$M_u = 2,24 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 1,70 \text{ KN.ml}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

$$\gamma = \frac{2,24}{1,70} = 1,32$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$$

$$\alpha = 0,01 < 0,41 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

- **Sens Y-Y :**
- **En travée:**

$$M_u = 1,80 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1,80 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,01$$

$$\text{On a : } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1,80 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,99 \cdot 12,5} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### V.3.8.5 Condition de non fragilité:

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

#### V.3.8.6 Condition exigée par le RPA99/2003 :

$$A_{\text{RPA}} = 0,001 \cdot b \cdot h = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{ca} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\min}) = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 4\text{T}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS :**

{ Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- **En travée:**

$$M_u = 1,80 \text{ KN.ml}$$

$$M_s = 1,99 \text{ KN.ml}$$

$$\gamma = \frac{1,80}{1,99} = 0,90$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{0,90-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,20$$

$$\alpha = 0,01 < 0,20 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

- **En appuis:**

$$M_u = 1,10 \text{ KN.ml}$$

- **Vérification de l'existence de A' :**

- **Calcul du moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,10 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,01$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1,10 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,99 \cdot 12,5} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### V.3.8.7 Condition de non fragilité:

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

#### V.3.8.8 Condition exigée par le RPA99/2003 :

$$A_{\text{RPA}} = 0,001 \cdot b \cdot a \cdot h = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{ca}; A_{\text{RPA}}; A_{\min}) = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 4T10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

## CHAPITRE V

### Etude des éléments structuraux

- ELS :

{ Fissurations non préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

Si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

- En appuis:

$$M_u = 1,10 \text{ N.m}$$

$$M_s = 1,17 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{1,10}{1,17} = 0,94$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \frac{0,94-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,22$$

$$\alpha = 0,01 < 0,22 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

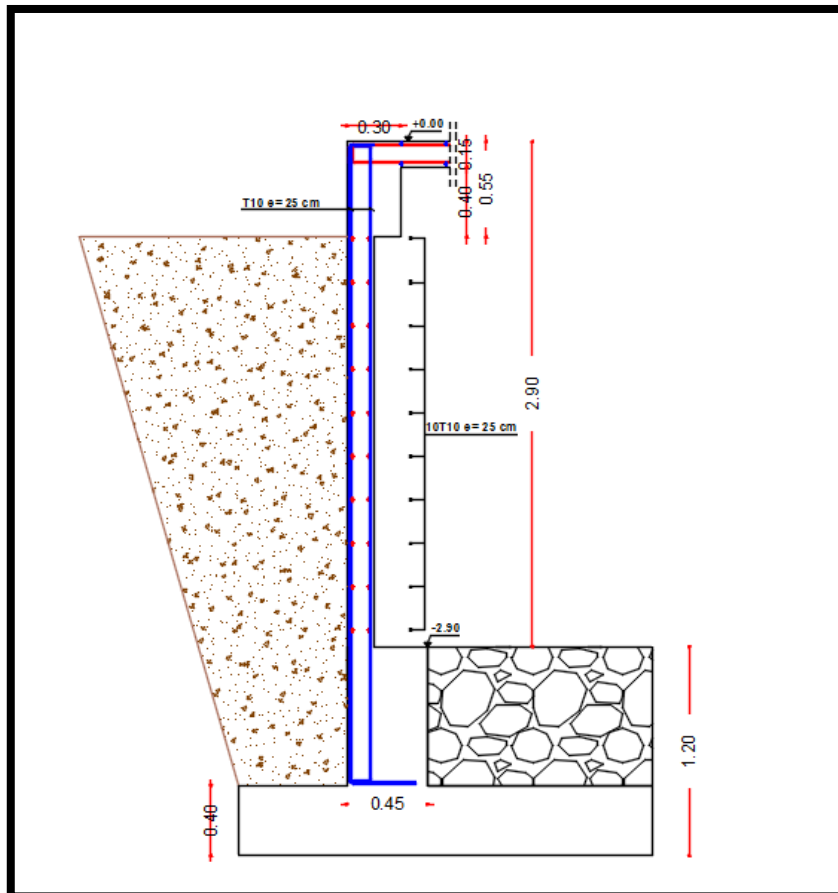


Figure V.3.3: coupe transversale du ferrailage voile périphérique

**CHAPITRE VI**  
**Etude de l'infrastructure**

---

***CHAPITRE VI***  
***Etude de l'infrastructure***

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

### IV.1 Etude l'infrastructure:

#### VI.1.1 Introduction:

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges, poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues a la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi profonde ou profonde qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

#### VI.1.2 Les différents types des fondations:

- **Fondations superficielles :**
  - Semelle isolée ;
  - Semelle filante et
  - Radier général.

#### VI.1.3 Les combinaisons d'action:

D'après le **RPA 99v2003 de l'article 10.1.4.1** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

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

D' après le **DTR de l'article 2.33.1:**

- $1,35.G+1,5.Q$
- $G+Q$

#### VI.1.4 Dimensionnement des semelles:

- **Semelles filantes :**

Nous proposons de une semelle filante plus approche de réaliser:

D' après le rapport géotechnique la contrainte admissible égale 2 bars et la surface d'impacte de bâtiment est 211,12m<sup>2</sup>.



## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.4.1 Calcul de la surface totale des semelles:

- Sens y-y :
- Voile type 06 :

$$N_s^{\max} = 3262,80 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} ; ; \sigma = \frac{N_s}{B.L}$$

$$B = ?$$

$$L = 5,47 \text{ m}$$

- Vérification la condition suivant :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

- Calcul de la largeur B :

$$\sigma = \frac{N_s}{B.L} \leq \sigma_{sol}$$

Donc :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} = \frac{3262,80}{200,5,47} = 2,98$$

On adopte : B=300 cm

- Alors :

$$\sigma = \frac{N_s}{B.L} = \frac{3262,80}{3,5,47} = 1,99 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Sens x-x :
- Voile périphérique :

$$N_s^{\max} = 772,49 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} ; S_{\text{bâtiment}} = 208,02 \text{ m}^2 ; \sigma = \frac{N_s}{B.L}$$

$$B = ?$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$L = 5,47 \text{ m}$

- **Vérification la condition suivant :**

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

- **Calcul la largeur B :**

$$\sigma = \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$$

**Donc :**

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} = \frac{772,49}{200 \cdot 5,86} = 0,66 \text{ m}$$

**On adopte:**  $B=100\text{cm}$

**Alors :**

$$\sigma = \frac{N_s}{B \cdot L} = \frac{772,49}{100 \cdot 5,86} = 1,32 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow \text{condition verifier}$$

- **Conclusion :**

D'après le dimensionnement de la semelle du voile type 06 sens y-y et le voile périphérique sens x-x on remarque il y a un chevauchement donc on opte pour un radier général comme type de fondation.

#### **VI.1.5 Etude du radier général:**

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment. Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable. La réalisation d'un radier nécessite une étude béton armé préalable, avec vérification du tassement général de la construction.

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

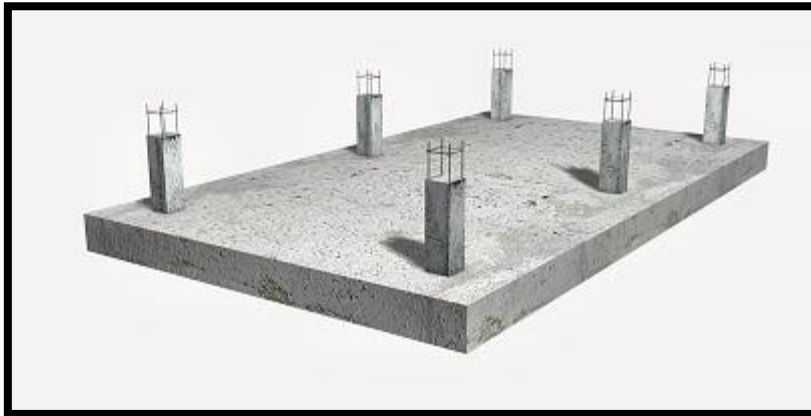


Figure VI.1.5.1: radier général

### VI.1.5.1 Dimensionnement du radier:

- L'épaisseur du radier :
- Il faut les conditions suivant doit être vérifier :
  - Condition forfaitaire ;
  - Condition de rigidité ;
  - Condition de non cisaillement et
  - Condition de non poinçonnement.

#### 1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq H \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

$L_{\max}$  : la plus grand distance entre deux voiles.

$H$  : l'épaisseur de radier.

Application numérique :

On a :

$$L_{\max} = 7,36 \text{ m}$$

Donc :

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq H \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{736}{8} \leq H \leq \frac{736}{5} \Rightarrow 92 \text{ cm} \leq H \leq 147,2 \text{ cm}$$

**On adopte :**  $H = 100 \text{ cm}$

#### 2) Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \cdot L_e}{2}$$

**Avec :**

$L_{\max}$  : la plus grand distance entre deux voiles.

$L_e$  : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}}$$

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande de 1 m de radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$b$  : largeur du radier

$$L_e^4 = \frac{4 \cdot EI}{K \cdot b} \quad ; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

**D'où :**

#### • Application numérique :

$$H \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot K}{E} \cdot \left(\frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi}\right)^4} \Rightarrow \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 40}{3,2 \cdot 10^4} \cdot \left(\frac{2 \cdot 736}{3,14}\right)^4} = 120 \text{ cm}$$

✓ **On adopte:**  $H = 120 \text{ cm}$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- Dimensionnement de la nervure :
- La hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{736}{10} = 73,36 \text{ cm}$$

On prend:  $h_n = 80 \text{ cm}$

- Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{504}{20} = 12,6 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 40 \text{ cm}$

- Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 \cdot h \leq b_0 \leq 0,4 \cdot h$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L - b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right)$$

- Application numérique :

- Sens x-x :

$$0,3 \cdot h \leq b_0 \leq 0,4 \cdot h$$

$$0,3 \cdot 120 \leq b_0 \leq 0,4 \cdot 120$$

$$36 \text{ cm} \leq b_0 \leq 48 \text{ cm}$$

- On prend :  $b_0 = 45 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L - b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{504 - 45}{2} ; \frac{504}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min (229,5 \text{ cm} ; 50,4 \text{ cm})$$

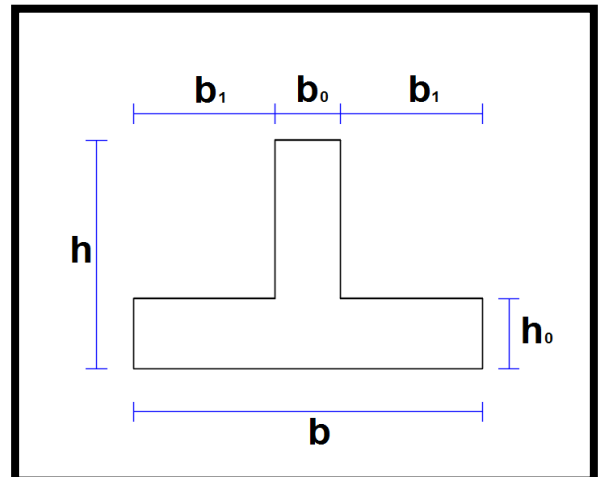


Figure VI.1.5.2: les dimensions de la poutre

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$b_1 \leq 50,4 \text{ cm}$$

✓ **On prend** :  $b_1 = 50 \text{ cm}$

Pour le sens y-y les poutres secondaires on prend les mêmes dimensions que les poutres principales :

#### VI.1.5.1 Tableau recapitulatif des dimmesnions des poutres principales et secondaires :

Type des poutres	h (cm)	h <sub>n</sub> (cm)	h <sub>0</sub> (cm)	b <sub>0</sub> (cm)	b <sub>1</sub> (cm)	b (cm)
Poutres principales	120	80	40	45	50	145
Poutres secondaires	120	80	40	45	50	145

#### 3) Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec:**

**N<sub>u</sub>**: charge maximale appliquée par le voile sur le radier, calculée à l'ELU

**U<sub>c</sub>**: périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

**H**: épaisseur totale du radier

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1) = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,30 + 5,47 + 2 \cdot h) = 5,77 + 4 \cdot h$$

**a** : section du voile le plus sollicité.

**Donc:**

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$N_u \leq 0,045 \cdot (5,77 + 4 \cdot h) \cdot h \cdot \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot (5,77 + 4 \cdot 120) \cdot 120 \cdot \frac{2500}{1,5}$$

$$4481,50 \text{ KN} \leq 95130000 \text{ KN}$$

#### **Conclusion:**

La condition est vérifiée.

#### **4) Condition de non cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{V_u}{b \cdot 0,9 \cdot h} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{1,5}$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible.

$V_u$  : effort tranchant.

$S_{radier}$  : surface du radier

#### **Calcul de l'effort tranchant:**

Le panneau 02 :

$$L_x = 4,62 - 0,45 = 4,17 \text{ m}$$

$$L_y = 7,36 - 0,45 = 6,91 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} 0,4 &\leq \rho \leq 1 \\ 0,4 &\leq \frac{4,17}{6,91} \leq 1 \\ 0,4 &\leq 0,60 \leq 1 \end{aligned}$$

**Donc** : la dalle porte sur deux sens.

$$V_x = \frac{\bar{q}_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4}$$

$$V_x = \frac{\bar{q}_u \cdot L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

Calcul  $\bar{q}_u$  :

- Calcul du débordement :

$$S_{\text{debord}} d \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30\text{cm} \right) = \max (60\text{cm}; 30\text{cm}) \Rightarrow d = 60\text{ cm de chaque cote.}$$

- La surface du radier est :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}}$$

$$S_{\text{radier}} = 211,12 + 38,31 = 249,43 \text{ m}^2$$

- Le poids de la superstructure :

$$G = 21664,1539 \text{ KN}; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \cdot \frac{G}{S_{\text{radier}}} + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot \frac{21664,1539}{249,43} + 1,5 \cdot 5 = 124,76 \text{ KN/m}^2$$

- Pour une bande de 1 m de largeur :

$$V_x = \frac{\bar{q}_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{124,76 \cdot 4,17}{2} \cdot \frac{6,91^4}{6,91^4 + 4,17^4} = 229,67 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{\bar{q}_u \cdot L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{124,76 \cdot 6,91}{2} \cdot \frac{4,17^4}{6,91^4 + 4,17^4} = 50,47 \text{ KN}$$

❖ On adoptera :

$$V_{\text{max}} = 229,67 \text{ KN}$$

Donc:

$$h \geq \frac{V_u}{b \cdot 0,9 \cdot h} = \frac{229,67 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,9 \cdot 1,17 \cdot 10^2} = 21,81 \text{ cm}$$

#### VI.1.5.2 Vérification du soulèvement:

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne se soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$



## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

**Avec:**

P: Poids de bâtiment.

S: Surface du bâtiment.

Z: L'ancrage.

$\gamma$  : Poids volumique du l'eau 10 KN/m<sup>2</sup>.

L: La somme des longueurs totales des poutres principales.

L': La somme des longueurs totales des poutres secondaires.

P<sub>poutre p</sub>: Poids propre des poutres principales.

P<sub>poutre s</sub>: Poids propre des poutres secondaires.

Pour la structure étudiée:

$$P_{\text{radier}} = S_r \cdot h_0 \cdot \gamma_b = 249,51 \cdot 0,4 \cdot 25 = 2495,1$$

$$P_{\text{poutre p}} = L \cdot (h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b = 61,17 \cdot (1,20 - 0,40) \cdot 0,45 \cdot 25 = 550,53$$

$$P_{\text{poutre s}} = L' \cdot (h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b = 42,14 \cdot (1,20 - 0,40) \cdot 0,45 \cdot 25 = 379,26$$

$$P = P_{\text{batiment}} + P_{\text{radier+poutres}} = 21664,1539 + 3424,9 = 25089,3 \text{ KN}$$

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

$$25089,3 \text{ KN} \geq 1,5 \cdot 249,51 \cdot 10 \cdot 5,44 = 2036,002 \text{ KN}$$

**Conclusion:**

La structure est stable donc il n'y a pas un soulèvement.

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

### VI.1.5.3 Modélisation du radier :

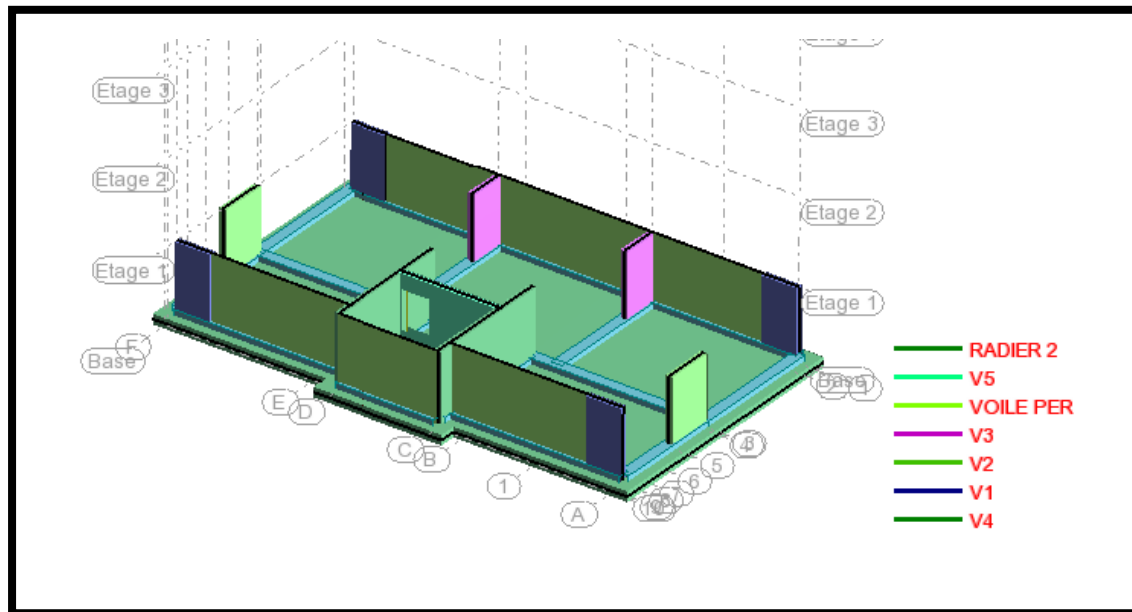


Figure VI.1.5.3: modélisation du radier nervuré

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.4 Vérification de la contrainte à l'état limite de service :

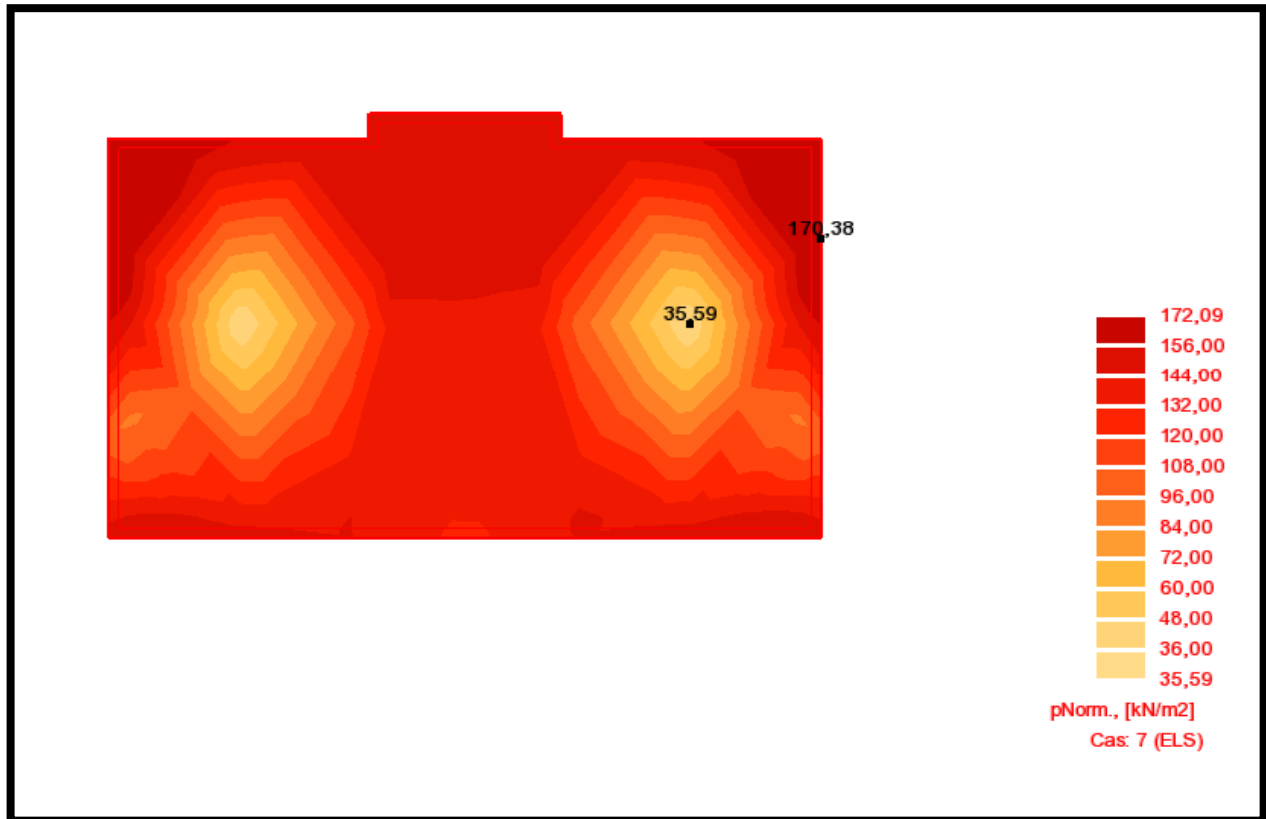


Figure VI.1.5.4: cartographie des contraintes du sol de radier nervuré

❖ D'après le logiciel ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL 2014 on obtient la contrainte à l'ELS :

$$\sigma_{max} = 1,70 \text{ bars} ; \sigma_{min} = 0,36 \text{ bars}$$

On vérifie que :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \cdot 1,70 + 0,36}{4} = 1,37 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

❖ Donc la condition est vérifiée.

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.5 Vérification de la contrainte à l'état limite ultime :

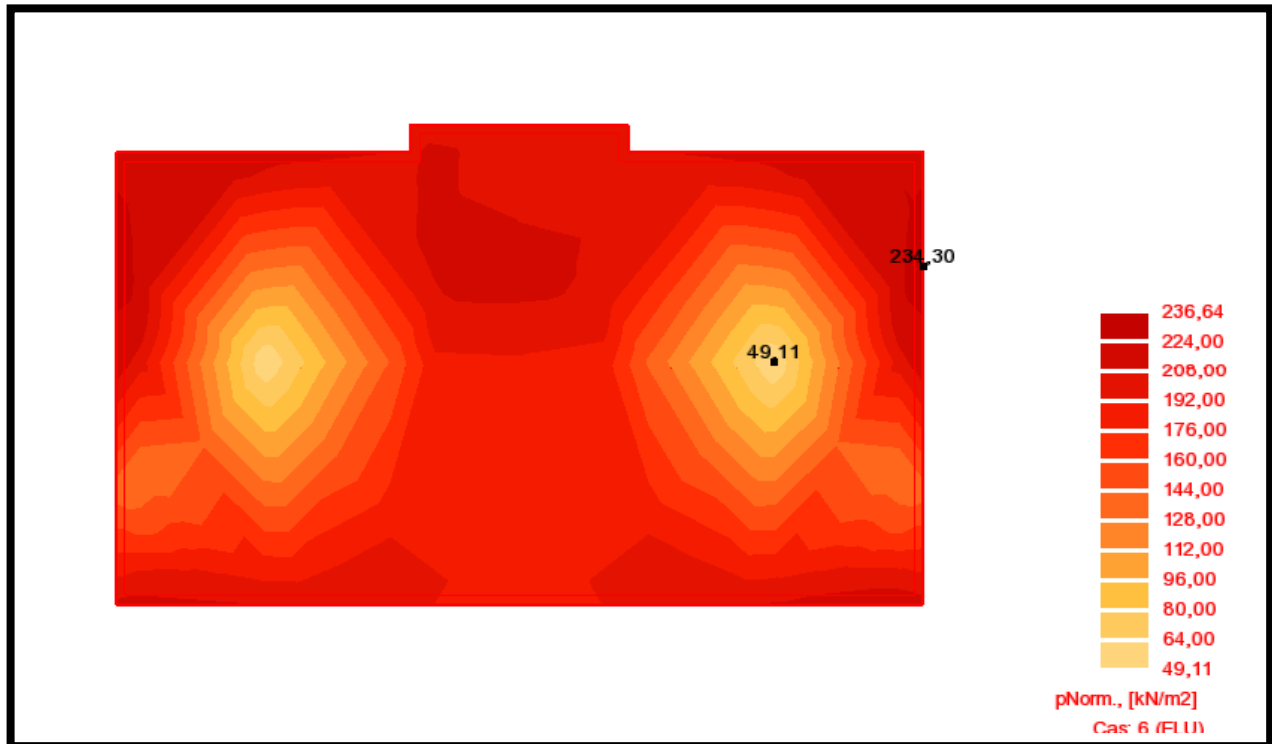


Figure VI.1.5.5: cartographie des contraintes du sol de radier nervuré

❖ D'après le logiciel robot analysais structural 2014 on obtient les contraintes à l'ELU :

$$\sigma_{max} = 2,34 \text{ bars} ; \sigma_{min} = 0,50 \text{ bars}$$

On vérifie que :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \cdot 2,34 + 0,50}{4} = 1,88 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = \frac{2,3}{2} = 3 \text{ bars}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.6 Ferrailage du radier:

##### VI.1.5.6.1 Ferrailage de la dalle:

Le calcul se fait pour bande de 1m de largeur en flexion simple :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

##### VI.1.5.6.2 Exemple de calcul:

###### Détermination des sollicitations:

Pour une bande de 1 m :

$$q = \sigma_m \cdot \frac{L}{4} \cdot 1 \text{ml}$$

###### Le panneau 02 :

$$L_x = 7,36 - 0,45 = 6,91 \text{ m ;}$$

$$L_y = 4,62 - 0,45 = 4,17 \text{ m}$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

$$0,4 \leq \frac{4,17}{6,91} \leq 1$$

$$0,4 \leq 0,60 \leq 1$$

**Donc :** la dalle porte sur deux sens

###### Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x^u$$

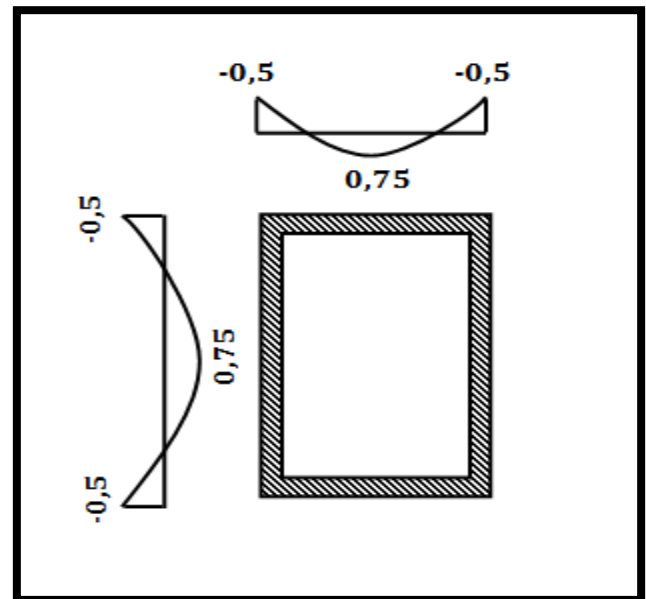


Figure VI.1.5.6: schéma statique du mode d'encastrement du panneau

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

**ELU :**

$$q_u = \sigma_m \cdot \frac{L}{4} \cdot 1 \text{ ml} = 188 \cdot \frac{4,17}{4} \cdot 1 = 195,99 \text{ KN/m}$$

**VI.1.5.2 Tableau recapitulatif des valeurs de  $\mu_y$ ,  $\mu_x$  en ELU:**

ELU	
$\mu_x$	$\mu_y$
0,0812	0,305

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0812 \cdot 195,99 \cdot 4,17^2 = 276,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0,305 \cdot 276,73 = 84,40 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$q_s = \sigma_m \cdot \frac{L}{4} \cdot 1 \text{ ml} = 137 \cdot \frac{4,17}{4} \cdot 1 = 142,82 \text{ KN/ml}$$

**VI.1.5.3 Tableau recapitulatif des valeurs de  $\mu_y$ ,  $\mu_x$  en ELU et ELS :**

ELS	
$\mu_x$	$\mu_y$
0,0861	0,476

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0861 \cdot 142,82 \cdot 4,17^2 = 213,82 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0,305 \cdot 213,82 = 65,22 \text{ KN.m}$$

**ELU :**

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x = 0,75 \cdot 276,73 = 243,24 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y = 0,75 \cdot 84,40 = 45,40 \text{ KN.ml}$$

• **Moment en appuis intermédiaire :**

$$M_{aix} = 0,5 \cdot M_x = 0,5 \cdot 276,73 = 100,90 \text{ KN.ml}$$

$$M_{aiy} = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \cdot 84,40 = 30,75 \text{ KN.ml}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

---

**ELS :**

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75.M_x = 0,75. 213,82 = 220,01 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_y = 0,75. 65,22 = 104,80 \text{ KN.ml}$$

- **Moment en appuis intermédiaire :**

$$M_{aix} = 0,5.M_x = 0,5. 213,82 = 146,72 \text{ KN.ml}$$

$$M_{aiy} = 0,5.M_y = 0,5. 65,22 = 69,90 \text{ KN.ml}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.4 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchant :

					ELu $v = 0$				ELS $v = 0.2$				
					$\mu_u$		Mu						
	$l_x$	$l_y$	$\rho$	qu	$\mu_x$	$\mu_y$	Mux	Muy	qs	$\mu_x$	$\mu_y$	Msx	Msy
<b>P1</b>	5,04	6,03	0,84	236,88	0,052	0,667	312,89	208,70	172,62	0,0589	0,7246	258,27	187,14
<b>P2</b>	4,17	6,91	0,60	195,99	0,0812	0,305	276,73	84,40	142,82	0,0861	0,6710	213,83	143,48
<b>P3</b>	5,04	5,8	0,87	236,88	0,0488	0,721	293,64	211,71	172,62	0,0559	0,804	245,11	197,07



## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissant en ELU:

	<b>M<sub>u</sub>(KN.ml)</b>		<b>M<sub>t</sub> (KN.ml)</b>		<b>M<sub>ai</sub> (KN.ml)</b>	
	<b>x-x</b>	<b>y-y</b>	<b>x-x</b>	<b>y-y</b>	<b>x-x</b>	<b>y-y</b>
<b>P01</b>	312,89	208,70	234,70	156,53	156,45	104,35
<b>P02</b>	276,73	84,40	207,55	63,3	138,70	42,20
<b>P03</b>	293,64	211,71	220,23	158,78	146,82	105,86

#### VI.1.5.6 Tableau récapitulatif des moments fléchissant en ELS:

	<b>M<sub>u</sub>(KN.m)</b>		<b>M<sub>t</sub> (KN.ml)</b>		<b>M<sub>ai</sub> (KN.ml)</b>	
	<b>x-x</b>	<b>y-y</b>	<b>x-x</b>	<b>y-y</b>	<b>x-x</b>	<b>y-y</b>
<b>P01</b>	258,27	187,14	193,70	140,36	129,14	93,57
<b>P02</b>	213,83	143,48	160,37	107,61	106,92	71,74
<b>P03</b>	245,11	197,07	183,83	147,80	122,56	98,54

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.7 Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum ELU :

<b>M<sub>t</sub>(KN.ml)</b>		<b>M<sub>a</sub>(KN.ml)</b>	
<b>x-x</b>	<b>y-y</b>	<b>x-x</b>	<b>y-y</b>
234,70	158,78	156,45	105,86

#### VI.1.5.8 Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum ELS :

<b>M<sub>t</sub>(KN.ml)</b>		<b>M<sub>a</sub>(KN.ml)</b>	
<b>x-x</b>	<b>y-y</b>	<b>x-x</b>	<b>y-y</b>
193,70	140,36	129,14	93,57

#### VI.1.5.6.3 Calcul de l'enrobage :

Fissuration est considérée comme préjudiciable donc  $a = 4 \text{ cm}$

D'après le **B.A.E.L 91** :

$$\emptyset \leq \frac{h_d}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm on prendra } \rightarrow \emptyset = 20\text{mm}$$

$$C_x = a + \frac{\emptyset}{2} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$d_x = h_d - c_x = 35 \text{ cm}$$

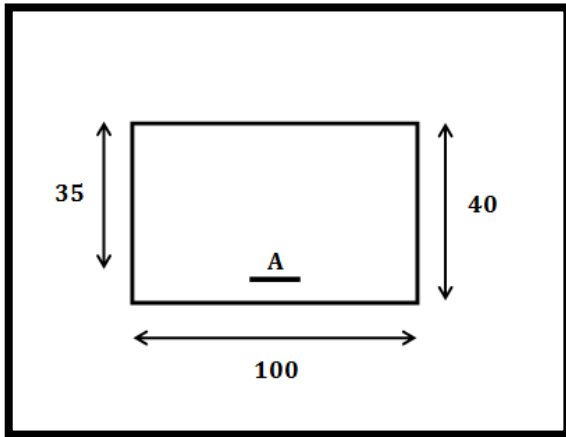
$$d_y = h_d - c_y = 33 \text{ cm}$$

# CHAPITRE VI

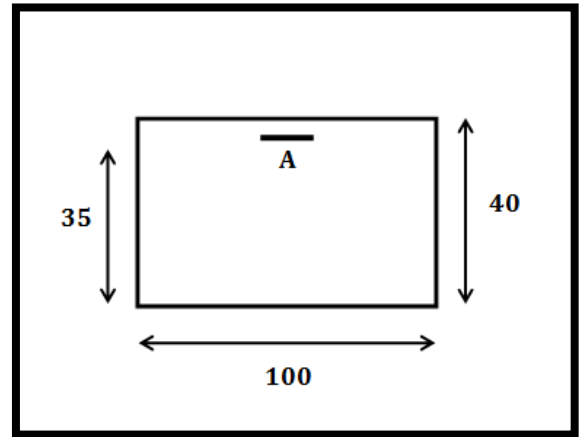
## Etude de l'infrastructure

### VI.1.5.6.4 Les sections du ferrillage:

Sens X-X :

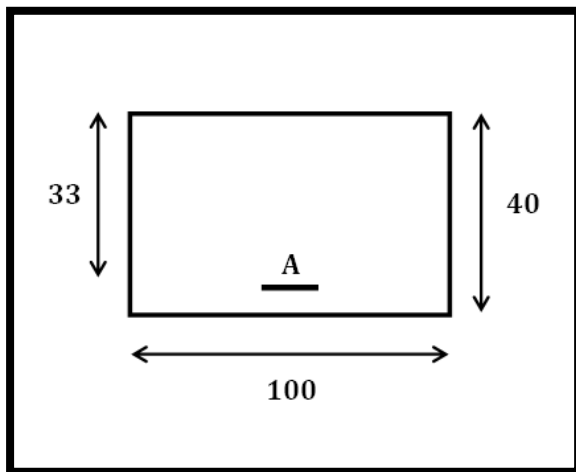


En appuis

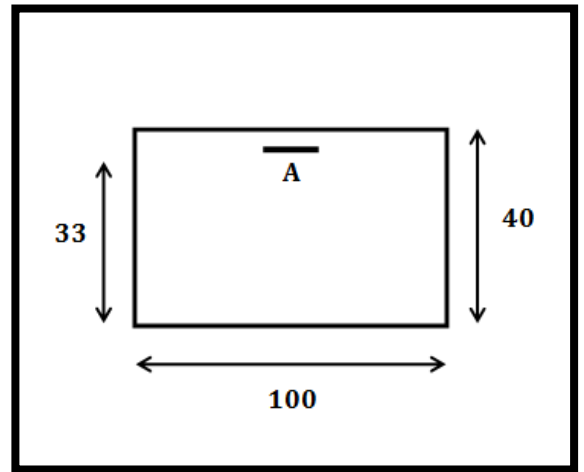


En travée

Sens Y-Y :



En appuis



En travée

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### ❖ ELU:

- Sens x-x :
- En travée:

$$M_u = 234,70 \text{ KN.ml}$$

- Vérification de l'existence de A' :
- Calcule du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{234,70 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 35^2} = 0,135$$

$$\text{On a: } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

**Donc:**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,181$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,93$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{234,70 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,93 \cdot 35} = 20,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ▪ Condition de non fragilité:

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### • Choix d'armature :

$$A = 11\text{T}16 / \text{ml} = 22,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow e = 9 \text{ cm}$$

#### ❖ ELS :

{  
Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- En travée:
- Y la solution d'équation de deuxième degré :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A_s') \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d)) = 0$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$100.y^2 + 663,6.y - 23226 = 0$$

$$\Delta = 663,6^2 - 4(100) \cdot (-23226) = 9730764,96$$

$$\sqrt{\Delta} = 3119,42$$

**Donc:**

$$Y = 12,28 \text{ cm}$$

• **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 233001,44 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{193,70 \cdot 10^6}{233001,44 \cdot 10^4} = 0,08$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,08 \cdot 122,8 = 10,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 272,64 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 272,64 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le **B.A.E.L 91** si  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

**On calcule:**

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}) = 1,24$$

**Puis:**  $\cos \varphi = \lambda^{-3/2}$  d'où  $\varphi$  en degrés

$$\cos \varphi = 0,73 \rightarrow \varphi = 43,25^\circ$$

$$\text{On trouve: } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos (240 + \varphi/3) = 0,40$$

Le diagramme fourni en annexes donne directement les valeurs de :  $\alpha$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

Ayant obtenu  $\alpha$ , on calcule :  $\sigma_{bc} = (\overline{\sigma_{st}}/n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 8,99 \text{ MPa}$

On vérifie que:  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 8,99 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

Puis on obtient:  $A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{(2\overline{\sigma_{st}})} = 31,20 \text{ cm}^2$

- **Choix d'armature :**

10T20 = 31,42 cm<sup>2</sup> → e = 10 cm

- **En appuis:**

$M_u = 156,45 \text{ KN.ml}$

- **Vérification de l'existence de A' :**

- **Calcule du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{156,45 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 35^2} = 0,0899$$

On a :  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,118$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,95$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{156,45 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,95 \cdot 35} = 13,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix d'armature :

$$A = 9T14 / \text{ml} = 13,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **ELS :**

{  
Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- **En appuis:**
- **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$b.y^2 + 30(A_s + A_s').y - (30(A_s.d + A_s'.d)) = 0,1385$$

$$100.y^2 + 415,5.y - 14542,5 = 0$$

$$\Delta = 415,5^2 - 4(100) \cdot (-14542,5) = 5989640,25$$

$$\sqrt{\Delta} = 2447,40$$

**Donc :**

$$Y = 10,16 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 163146,14 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{129,14 \cdot 10^6}{163146,14 \cdot 10^4} = 0,08$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,08 \cdot 101,6 = 8,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 298,08 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 298,08 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le **B.A.E.L 91** si  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service :

**On calcule :**

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{st}) = 1,16$$

$$\text{Puis : } \cos \varphi = \lambda^{-3/2} \text{ d'où } \varphi \text{ en degrés}$$

$$\cos \varphi = 0,80 \rightarrow \varphi = 36,83^\circ$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

**On trouve :**  $\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \varphi/3) = 0,34$

Le diagramme fourni en annexes donne directement les valeurs de :  $\alpha$

**Ayant obtenu  $\alpha$  , on calcule :**  $\sigma_{bc} = (\overline{\sigma_{st}}/n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 6,97 \text{ MPa}$

**On vérifie que :**  $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 6,97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

**Puis on obtient :**  $A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{(2\overline{\sigma_{st}})} = 20,56 \text{ cm}^2$

- **Choix d'armature :**

7T20 = 21,99 cm<sup>2</sup> → e = 14 cm

- **Sens Y-Y :**
- **ELU :**
- **En travée:**

$M_u = 158,78 \text{ KN.ml}$

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{158,78 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 33^2} = 0,103$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,136$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,95$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{158,78 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,95 \cdot 33} = 14,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

$$A = 8T16 / \text{ml} = 16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- **ELS :**

{  
Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$b.y^2 + 30(A_s + A_s')y - (30(A_s.d + A_s'.d)) = 0$$

$$100.y^2 + 482,4.y - 15919,2 = 0$$

$$\Delta = 482,4^2 - 4(100) \cdot (-15919,2) = 6600389,8$$

$$\sqrt{\Delta} = 2569,1$$

**Donc :**

$$Y = 10,4 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 160324,61 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{147,80 \cdot 10^6}{160324,61 \cdot 10^4} = 0,09$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,09 \cdot 104 = 9,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 305,1 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 305,1 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le **B.A.E.L 91** si  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service :

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

**On calcule :**

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{st}) = 1,20$$

Puis :  $\cos \varphi = \lambda^{-3/2}$  d'où  $\varphi$  en degrés

$$\cos \varphi = 0,76 \rightarrow \varphi = 40,63^\circ$$

$$\text{On trouve : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos (240 + \varphi/3) = 0,38$$

Le diagramme fourni en annexes donne directement les valeurs de :  $\alpha$

$$\text{Ayant obtenu } \alpha, \text{ on calcule : } \sigma_{bc} = (\overline{\sigma}_{st} / n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 8,23 \text{ MPa}$$

$$\text{On vérifie que: } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 8,23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Puis on obtient: } A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{(2 \overline{\sigma}_{st})} = 25,59 \text{ cm}^2$$

• **Choix d'armature :**

$$9T20 = 28,27 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 11 \text{ cm}$$

• **En appuis:**

$$M_u = 105,86 \text{ KN.ml}$$

• **Vérification de l'existence de A' :**

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u \max}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{105,86 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100,33^2} = 0,069$$

$$\text{On a : } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_S$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,089$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,97$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{105,86 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,97 \cdot 33} = 9,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- **Condition de non fragilité:**

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix d'armature :**

- $A = 5T16 / \text{ml} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **ELS :**

{ Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A_s') \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d)) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 301,5 \cdot y - 9949,5 = 0$$

$$\Delta = 301,5^2 - 4(100) \cdot (-9949,5) = 4070702,25$$

$$\sqrt{\Delta} = 2017,598$$

**Donc:**

$$Y = 8,60 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 111095,97 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{98,54 \cdot 10^6}{111095,97 \cdot 10^4} = 0,09$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,09 \cdot 86 = 7,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 329,4 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 329,4 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le **B.A.E.L 91** si  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service :

**On calcule :**

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{st}) = 1,14$$

Puis :  $\cos \varphi = \lambda^{-3/2}$  d'où  $\varphi$  en degrés

$$\cos \varphi = 0,82 \rightarrow \varphi = 34,75^\circ$$

$$\text{On trouve : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos (240 + \varphi/3) = 0,33$$

Le diagramme fourni en annexes donne directement les valeurs de :  $\alpha$

$$\text{Ayant obtenu } \alpha, \text{ on calcule : } \sigma_{bc} = (\overline{\sigma}_{st} / n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 6,62 \text{ MPa}$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 6,62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Puis on obtient : } A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{(2 \overline{\sigma}_{st})} = 17,88 \text{ cm}^2$$

• **Choix d'armature :**

$$6T20 = 18,47 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.6.5 Ferrailage de débordement:

Le débordement est 60 cm de chaque coté:

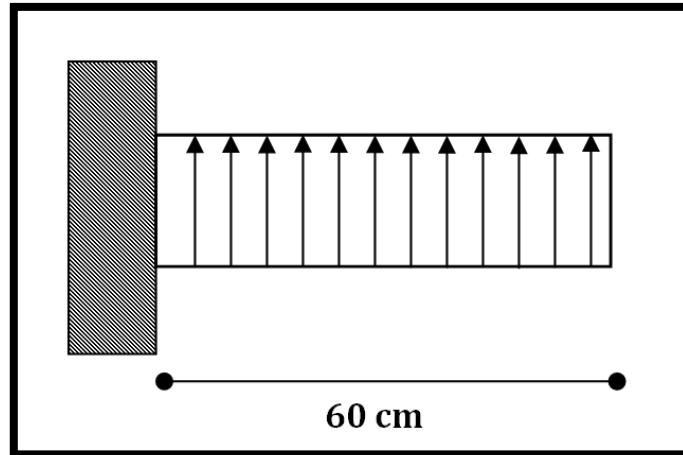


Figure VI.1.5.7: schéma statique de débordement

- Pour une bande de largeur de 1 ml :

$$q_u = \sigma_m \cdot \frac{L}{4} \cdot 1 \text{ ml} = 188.1 = 188 \text{ KN/ml}$$

#### VI.1.5.6.5.1 Calcul du moment fléchissant:

❖ ELU:

$$M_u = -q_u \cdot \frac{L^2}{2} = -188 \cdot \frac{0,60^2}{2} = 33,84 \text{ KN.m}$$

#### VI.1.5.6.5.2 Calcul du ferrailage:

$$M_u = 33,84 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence de  $A'$  :
- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{33,84 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 36^2} = 0,018$$

On a :  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,023$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33,84 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,99 \cdot 36} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{2,1}{f_e} = 4,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} > A$$

• **Choix d'armature :**

$$A = 5T12 / \text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

❖ **ELS:**

{  
Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

• **Pour une bande de largeur de 1 ml :**

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \cdot 1 \text{ ml} = 137,1 = 137 \text{ KN/ml}$$

**Calcul du moment fléchissant :**

$$M_{\text{ser}} = -q \cdot \frac{L^2}{2} = -137 \cdot \frac{0,60^2}{2} = 24,66 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

• **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A_s') \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d)) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 169,5 \cdot y - 6102 = 0$$

$$\Delta = 169,5^2 - 4(100) \cdot (-6102) = 2469530,25$$

$$\sqrt{\Delta} = 1571,5$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

**Donc:**

$$Y=7,01 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 82708,01 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{24,66 \cdot 10^6}{82708,01 \cdot 10^4} = 0,03$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,03 \cdot 70,1 = 2,1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 130,05 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 130,05 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

#### **Conclusion:**

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

#### **VI.1.5.6 Vérification de l'effort tranchant:**

$$T_u = q_u \cdot L = 188 \cdot 0,60 = 112,8 \text{ KN}$$

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{112,8 \cdot 10^3}{1000 \cdot 360} = 0,31 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.6.7 Vérification de la contrainte de compression (bielle) :

Condition à respecter:

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Avec :

**a** : profondeur utile de l'appuis.

$a \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$  : largeur utile de la bielle.

$V_u \cdot \sqrt{2}$  : Effort de compression dans bielle.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression dans bielle.

- Il faut que :

$$V_u \leq 0,267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

On a :

$a = 0,9 \cdot d = 32,4 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 100 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $T_u = 112,8 \text{ KN}$

Alors :

$$112,8 \text{ KN} \leq 0,267 \cdot 100 \cdot 32,4 \cdot 25$$

$$112,8 \text{ KN} \leq 2162,7 \text{ KN}$$

#### Conclusion :

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

#### Remarque :

Pour des raisons pratiques on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en travées et en appuis du radier.



# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

### VI.1.5.7 Calcul des poutres de redressement:

D'après le **ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL** on a obtenu les sollicitations suivantes:

### VI.1.5.9 tableau récapitulatif des sollicitations des poutres :

	$M_t(\text{KN.m})$			$M_a(\text{KN.m})$			Effort tranchant	
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC	ELU	ACC
<b>Poutres principales</b>	718,67	523,13	651,51	670,25	487,89	761,64	584,69	719,53
<b>poutre secondaire</b>	563,74	409,47	505,64	364,06	265,25	474,56	508,70	578,52

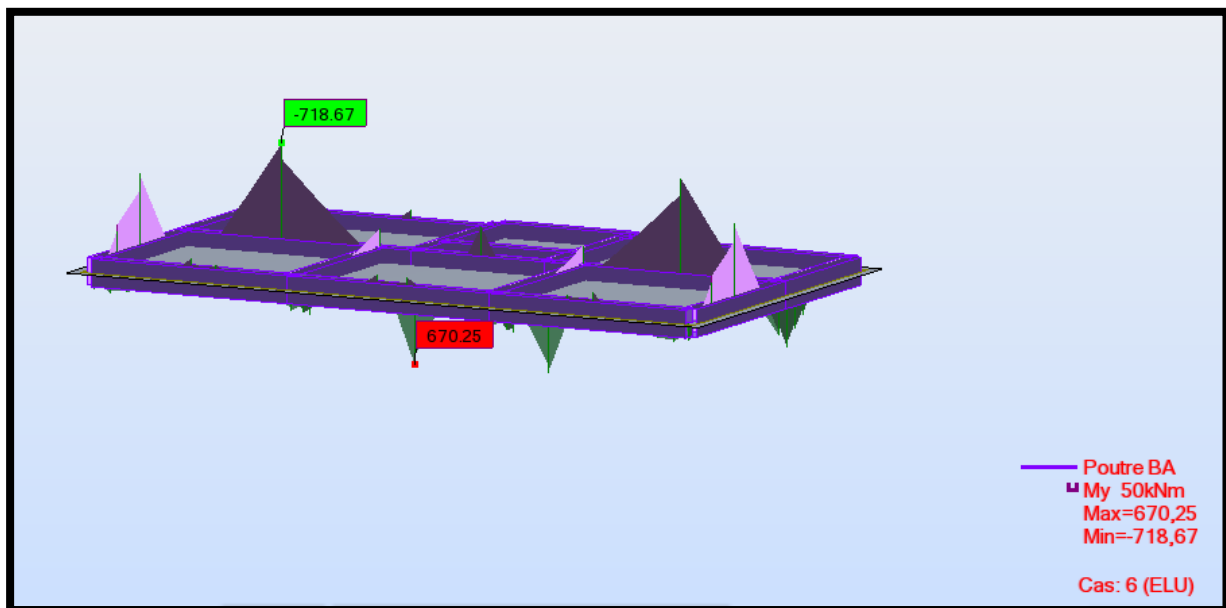


Figure VI.1.5.8: diagramme des moments fléchissant en travées et en appuis (poutre principale)

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

### VI.1.5.7.1 Les dimensions des nervures:

### VI.1.5.10 Tableau recapitulatif des dimmensions des poutres principales et secondaires :

Type des poutres	h (cm)	h <sub>n</sub> (cm)	h <sub>0</sub> (cm)	b <sub>0</sub> (cm)	b <sub>1</sub> (cm)	b (cm)
Poutre principale	120	80	40	45	50	165
Poutre secondaire	120	80	40	45	50	165

### VI.1.5.7.2 Calcul du ferrillage:

#### 1) Poutres principales :

##### ❖ ELU:

- En travée:

$$M_u = 718,67 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1,65 \times 0,40 \times 14200 ((0,9 \times 1,20) - 0,40/2))$$

$$M_t = 8247,36 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

- Vérification de l'existence de A' :

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{718,67 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 165 \cdot 108^2} = 0,03$$

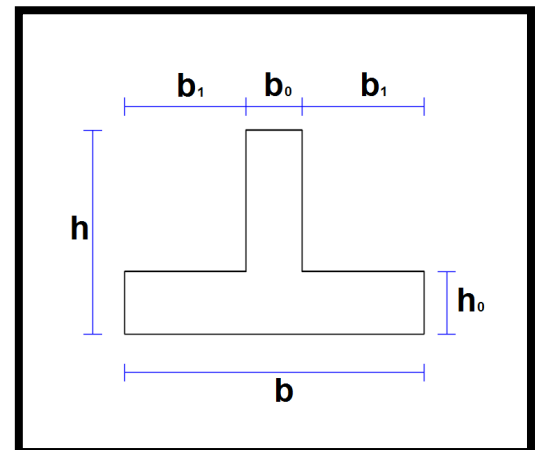
$$\text{On a : } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,04$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,98$$



$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{718,67 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,98 \cdot 108} = 19,51 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 108 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

- **En appuis:**

$$M_u = 670,25 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 45 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 120 \text{ cm}$ .

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{670,25 \cdot 10^3}{14,245 \cdot 108^2} = 0,09$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,12$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,95$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{670,25 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,95 \cdot 108} = 18,72 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 108 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

- ❖ **ACC:**

- **En travée:**

$$M_u = 651,51 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1,65 \times 0,40 \times 18,48 ((0,9 \times 1,20) - 0,40/2)$$

$$M_t = 1073,31 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

- **Vérification de l'existence de A' :**
- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{651,51 \cdot 10^3}{18,48 \cdot 145 \cdot 108^2} = 0,02$$

$$\text{On a : } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{651,51 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,99 \cdot 108} = 15,24 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 108 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

- **En appuis:**

$$M_u = 761,64 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 45 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 120 \text{ cm}$ .

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{761,64 \cdot 10^3}{18,48 \cdot 45 \cdot 108^2} = 0,08$$

$$\text{On a : } \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_S$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,102$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{761,64 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,96 \cdot 108} = 18,38 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 108 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

• **Choix des armatures :**

• **En travée :**

$$A = \max (A_{\text{ELU}} , A_{\min} ; A_{\text{ACC}}) = \max (19,51 ; 5,87 ; 15,24) \text{ cm}^2$$

$$A = 19,51 \text{ cm}^2$$

$$A = 5T16 + 5T16 = 20,11 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$A = \max (A_{\text{ELU}} , A_{\min} ; A_{\text{ACC}}) = \max (18,72 ; 5,87 ; 18,38 ) \text{ cm}^2$$

$$A = 18,72 \text{ cm}^2$$

$$A = 5T16 + 5T16 = 20,11 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **En travée:**

{ Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section Té  
FeE400

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - h_0) = \frac{145 \cdot 40^2}{2} - 15 \cdot 20,11 \cdot (108 - 40) = 95487,8 < 0$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

- **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A_s') \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d)) = 0$$

$$145 \cdot y^2 + 603,3 \cdot y - 65156,4 = 0$$

$$\Delta = 603,3^2 - 4(145) \cdot (-65156,4) = 38154682,89$$

$$\sqrt{\Delta} = 6176,95$$

**Donc :**

$$Y = 19,22 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 2720739,73 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{523,13 \cdot 10^6}{2720739,73 \cdot 10^4} = 0,02$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,02 \cdot 192,2 = 3,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 266,34 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 266,34 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le **B.A.E.L 91** si  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service :

**On calcule :**

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}) = 1,07$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

Puis :  $\cos \varphi = \lambda^{-3/2}$  d'où  $\varphi$  en degrés

$$\cos \varphi = 0,90 \rightarrow \varphi = 25,38^\circ$$

$$\text{On trouve : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos (240 + \varphi/3) = 0,24$$

Le diagramme fourni en annexes donne directement les valeurs de :  $\alpha$

$$\text{Ayant obtenu } \alpha, \text{ on calcule : } \sigma_{bc} = (\overline{\sigma_{st}}/n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 4,25 \text{ MPa}$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 4,25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Puis on obtient : } A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{(2\overline{\sigma_{st}})} = 39,61 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

- 13T20 = 40,84 cm<sup>2</sup>

- **En appuis:**

{  
Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b}{2} \cdot h^2 - 15 \cdot A \cdot (d - h) = \frac{145}{2} \cdot 120^2 - 15 \cdot 20,11 \cdot (108 - 120) = 1047619,8 < 0$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

- **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A_s') \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d)) = 0$$

$$145 \cdot y^2 + 603,3 \cdot y - 65156,4 = 0$$

$$\Delta = 603,3^2 - 4(145) \cdot (-65156,4) = 38154682,89$$

$$\sqrt{\Delta} = 6176,95$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

**Donc :**

$$Y=19,22 \text{ cm}$$

• **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 2720739,73 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{487,89 \cdot 10^6}{2720739,73 \cdot 10^4} = 0,02$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,02 \cdot 192,2 = 3,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 266,34 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 266,34 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le **B.A.E.L 91** si  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service :

**On calcule :**

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{st}) = 1,06$$

Puis :  $\cos \varphi = \lambda^{-3/2}$  d'où  $\varphi$  en degrés

$$\cos \varphi = 0,91 \rightarrow \varphi = 24,02^\circ$$

$$\text{On trouve : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos (240 + \varphi / 3) = 0,23$$

Le diagramme fourni en annexes donne directement les valeurs de :  $\alpha$

$$\text{Ayant obtenu } \alpha, \text{ on calcule : } \sigma_{bc} = (\overline{\sigma}_{st} / n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 4,01 \text{ MPa}$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 4,01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Puis on obtient : } A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{(2 \overline{\sigma}_{st})} = 35,82 \text{ cm}^2$$



## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- **Choix d'armature :**  
12T20 = 37,70 cm<sup>2</sup>

#### VI.1.5.7.3 Vérification de l'effort tranchant:

##### ❖ ELU:

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 584,69 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{584,69 \cdot 10^3}{1450 \cdot 1080} = 0,37 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

##### ❖ ACC:

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (3,30; 4) = 3,30 \text{ Mpa}$$

$$T_{acc} = 719,53 \text{ KN} \Rightarrow \tau_{acc} = \frac{719,53 \cdot 10^3}{1450 \cdot 1080} = 0,46 \text{ MPa} < 3,30 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

#### VI.1.5.7.4 Vérification la contrainte de compression (bielle) :

Condition a respecté :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- Avec :

$b_0$  : épaisseur de l'âme de la poutre.

$a$  : profondeur utile de l'appuis.

$a \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$  : largeur utile de la bielle.

$V_u \cdot \sqrt{2}$  : Effort de compression dans bielle.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression dans bielle.

- Il faut que :

$$V_u \leq 0,267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

On a :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 108 = 97,2 \text{ cm} ; b_0 = 45 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; T_u = 584,69 \text{ KN}$$

Alors :

$$584,69 \text{ KN} \leq 0,267 \cdot 0,972 \cdot 0,45 \cdot 25000$$

$$584,69 \text{ KN} \leq 2919,7 \text{ KN}$$

**Conclusion :**

- ✓ Donc condition vérifiée.

#### VI.1.5.7.5 Vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal inférieures :

- La condition de stabilité exige :

$$A_i \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} > |T_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \cdot d}$$

- Le moment  $M_u$  étant pris avec son signe :

$$|T_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \cdot d} = 584,69 + \frac{-670,25}{97,2} = -104,9 < 0$$

**Conclusion :**

- ✓ Donc condition vérifiée.

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### VI.1.5.7.6 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 (Fe = 235 MPa).

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

$$\phi_t \leq \text{Min} (3,43 \text{ cm} ; 2 \text{ cm} ; 14,5 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

✓ **On adopte** :  $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

#### VI.1.5.7.7 Calcul l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} k=1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ 0,33 \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{t0} = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ S_{t\max} = \min[0,9d; 40\text{cm}] \\ \rho_{t\min} = \text{Max}(0,5 \cdot \tau_u; 0,4\text{Mpa})/f_e \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{t0} = \frac{0,33 - 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1,1}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,001 \\ S_{t\max} = \min[97,2 ; 40\text{cm}] = 40\text{cm} \\ \rho_{t\min} = \text{Max}(0,5 \cdot \tau_u; 0,4\text{Mpa})/f_e = 0,002 \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_t = \text{Max}(\rho_{t\min}; \rho_{t0}) \\ S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} = 22,33 \text{ cm} \\ S_{t\max} = 40 \text{ cm} \\ S_t \leq S_{t\max} \end{array} \right.$$

#### **Conclusion :**

✓ Donc condition vérifiée.

#### • D'après l'RPA et le B.A.E.L 91 :

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t\max} ; 30\text{cm} ; S_t; \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l ) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t\max} ; 40\text{cm} ; S_t; \frac{h}{2}) \rightarrow \text{Zone courant}$$

**Donc :**

$$S_t \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 22,33 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 22,33 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} ) \rightarrow \text{Zone courant}$$

**Alors :**

$$S_t \leq 22,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq 22,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

✓ **On adopte :**

$$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

#### 2) Poutre secondaire :

❖ **ELU:**

• **En travée:**

$$M_u = 563,74 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1,65 \times 0,40 \times 14200 ((0,9 \times 1,20) - 0,40/2)$$

$$M_t = 3186,5 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

• **Vérification de l'existence de A' :**

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{563,74 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 145 \cdot 108^2} = 0,024$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

**Donc :**  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,03$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{563,74 \cdot 10^3}{348,0,99 \cdot 108} = 15,16 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 108 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

• **En appuis:**

$$M_u = 265,25 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 45 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 120 \text{ cm}$ .

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{265,25 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 45 \cdot 108^2} = 0,04$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_S$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{265,25 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,97 \cdot 108} = 7,21 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 108 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

#### ❖ ACC:

##### • En travée:

$$M_u = 505,64 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b \cdot (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1,65 \cdot 0,40 \cdot 18480 \cdot ((0,9 \times 1,20) - 0,40/2)$$

$$M_t = 10733,2 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

##### • Vérification de l'existence de A' :

##### • Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{505,64 \cdot 10^3}{18,48 \cdot 145 \cdot 108^2} = 0,02$$

On a :  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,02$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{505,64 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,99 \cdot 108} = 11,79 \text{ cm}^2$$

##### Condition de non fragilité:

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 108 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

##### • En appuis:

$$M_u = 578,52 \text{ KN.m}$$

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 45 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 120 \text{ cm}$ .

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{578,52 \cdot 10^3}{18,48 \cdot 45 \cdot 108^2} = 0,06$$

**On a :**  $\mu_L = 0,392$  (acier FeE400)

Donc :  $\mu < \mu_L$  alors  $A'$  n'existe pas et  $1000\varepsilon_L < 1000\varepsilon_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,077$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,97$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{578,52 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,97 \cdot 108} = 13,82 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 108 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

- **Choix des armatures :**

- **En travée :**

$$A = \max (A_{ELU} , A_{\min} ; A_{ACC}) = \max (15,16 ; 5,87 ; 11,79 ) \text{ cm}^2$$

$$A = 15,16 \text{ cm}^2$$

$$A = 5T20 = 15,71 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A = \max (A_{ELU} , A_{\min} ; A_{ACC}) = \max (7,21 ; 5,87 ; 13,82) \text{ cm}^2$$

$$A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$A = 5T20 = 15,71 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification a l'ELS :**

- **En travée:**

{ Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section Té  
FeE400

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - h_0) = \frac{145 \cdot 40^2}{2} - 15 \cdot 15,71 \cdot (108 - 40) = 99975,8 < 0$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

- **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A_s') \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d)) = 0$$

$$145 \cdot y^2 + 471,3 \cdot y - 50900,4 = 0$$

$$\Delta = 471,3^2 - 4(145) \cdot (-44776,8) = 26192667,70$$

$$\sqrt{\Delta} = 5117,9$$

**Donc :**

$$Y = 16,02 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 2192274,98 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{409,47 \cdot 10^6}{2192274,98 \cdot 10^4} = 0,02$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,02 \cdot 160,2 = 2,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 275,94 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{f_{tk}}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 275,94 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le **B.A.E.L 91** si  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service :

**On calcule :**

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}) = 1,05$$



## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

Puis :  $\cos \varphi = \lambda^{-3/2}$  d'où  $\varphi$  en degrés

$$\cos \varphi = 0,93 \rightarrow \varphi = 22,11^\circ$$

$$\text{On trouve : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos (240 + \varphi/3) = 0,21$$

Le diagramme fourni en annexes donne directement les valeurs de :  $\alpha$

$$\text{Ayant obtenu } \alpha, \text{ on calcule : } \sigma_{bc} = (\overline{\sigma_{st}}/n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 3,60 \text{ MPa}$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 3,60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Puis on obtient : } A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{(2\overline{\sigma_{st}})} = 29,36 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

- 10T20 = 31,42 cm<sup>2</sup>

- **En appuis:**

{  
Fissurations préjudiciables  
Flexion simple  
Section rectangulaire  
FeE400

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b}{2} \cdot h^2 - 15 \cdot A \cdot (d - h) = \frac{145}{2} \cdot 120^2 - 15 \cdot 15,71 \cdot (108 - 120) = 1046827,8 < 0$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

- **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A_s') \cdot y - (30(A_s \cdot d + A_s' \cdot d)) = 0$$

$$145 \cdot y^2 + 471,3 \cdot y - 50900,4 = 0$$

$$\Delta = 471,3^2 - 4(145) \cdot (-44776,8) = 26192667,70$$

$$\sqrt{\Delta} = 5117,9$$

**Donc :**

$$Y = 16,02 \text{ cm}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 2192274,98 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{265,25 \cdot 10^6}{2192274,98 \cdot 10^4} = 0,012$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0,012 \cdot 160,2 = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 165,56 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 165,56 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à ACC conviennent à ELS.

#### VI.1.5.7.8 Vérification de l'effort tranchant:

##### ❖ ELU :

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 508,70 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{508,70 \cdot 10^3}{1450 \cdot 1080} = 0,33 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

##### ❖ ACC :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3,30; 4) = 3,30 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$T_{acc} = 578,52 \text{ KN} \Rightarrow \tau_{acc} = \frac{578,52 \cdot 10^{-3}}{1450 \cdot 1080} = 0,37 \text{ MPa} < 3,75 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

#### VI.1.5.7.9 Vérification la contrainte de compression (bielle) :

Condition a respecté :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Avec :

$b_0$  : épaisseur de l'âme de la poutre.

$a$  : profondeur utile de l'appuis.

$a \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$  : largeur utile de la bielle.  $a \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$  : largeur utile de la bielle.

$V_u \cdot \sqrt{2}$  : Effort de compression dans bielle.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression dans bielle.

- Il faut que :

$$V_u \leq 0,267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

On a :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 108 = 97,2 \text{ cm} ; b_0 = 45 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; V_u = 584,69 \text{ KN}$$

Alors :

$$508,70 \text{ KN} \leq 0,267 \cdot 0,972 \cdot 0,45 \cdot 25000$$

$$508,70 \text{ KN} \leq 2919,7 \text{ KN}$$

**Conclusion :**

- ✓ Donc condition vérifiée.

#### VI.1.5.7.10 Vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal supérieur :

- La condition de stabilité exige :

- $A_i \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} > |T_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \cdot d}$

- Le moment  $M_u$  étant pris avec son signe :

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$|T_u| + \frac{M_a^u}{0,9.d} = 508,70 + \frac{-265,25}{97,2} = 235,8 < 0 \rightarrow \text{C.N.V}$$

Il faut satisfaire :  $A_i > \frac{\gamma_s}{f_e} (|T_u| + \frac{M_a^u}{0,9.d})$

$$34,74 > \frac{1,15}{400} \cdot 235800 \cdot 10^{-2} = 6,8 \text{ cm}^2$$

#### **Conclusion :**

✓ Donc condition vérifiée.

#### **VI.1.5.7.11 Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 (Fe = 235 MPa).

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

$$\phi_t \leq \text{Min}(3,43 \text{ cm} ; 2 \text{ cm} ; 14,5 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

✓ **On adopte :**  $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

#### **VI.1.5.7.12 Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} k=1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ 0,33 \\ \rho_{t0} = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ S_{t\max} = \min[0,9d; 40\text{cm}] \\ \rho_{t\min} = \text{Max}(0,5 \cdot \tau_u; 0,4\text{Mpa})/f_e \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{t0} = \frac{0,33 - 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1,1}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,002 \\ S_{t\max} = \min[97,2 ; 40\text{cm}] = 40\text{cm} \\ \rho_{t\min} = \text{Max}(0,5 \cdot \tau_u; 0,4\text{Mpa})/f_e = 0,002 \end{array} \right.$$

## CHAPITRE VI

### Etude de l'infrastructure

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_t = \text{Max} (\rho_{t\min} ; \rho_{t0}) \\ S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} = 22,33 \text{ cm} \\ S_{t\max} = 40 \text{ cm} \\ S_t \leq S_{t\max} \end{array} \right.$$

#### **Conclusion:**

✓ Donc condition vérifiée.

#### • D'après l'RPA et le B.A.E.L 91 :

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t\max} ; 30\text{cm} ; S_t ; \frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi_l ) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t\max} ; 40\text{cm} ; S_t ; \frac{h}{2} ) \rightarrow \text{Zone courant}$$

#### **Donc :**

$$S_t \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 22,33 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 22,33 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} ) \rightarrow \text{Zone courant}$$

#### **Alors :**

$$S_t \leq 22,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq 22,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

✓ **On adopte :**

$$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courant}$$

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

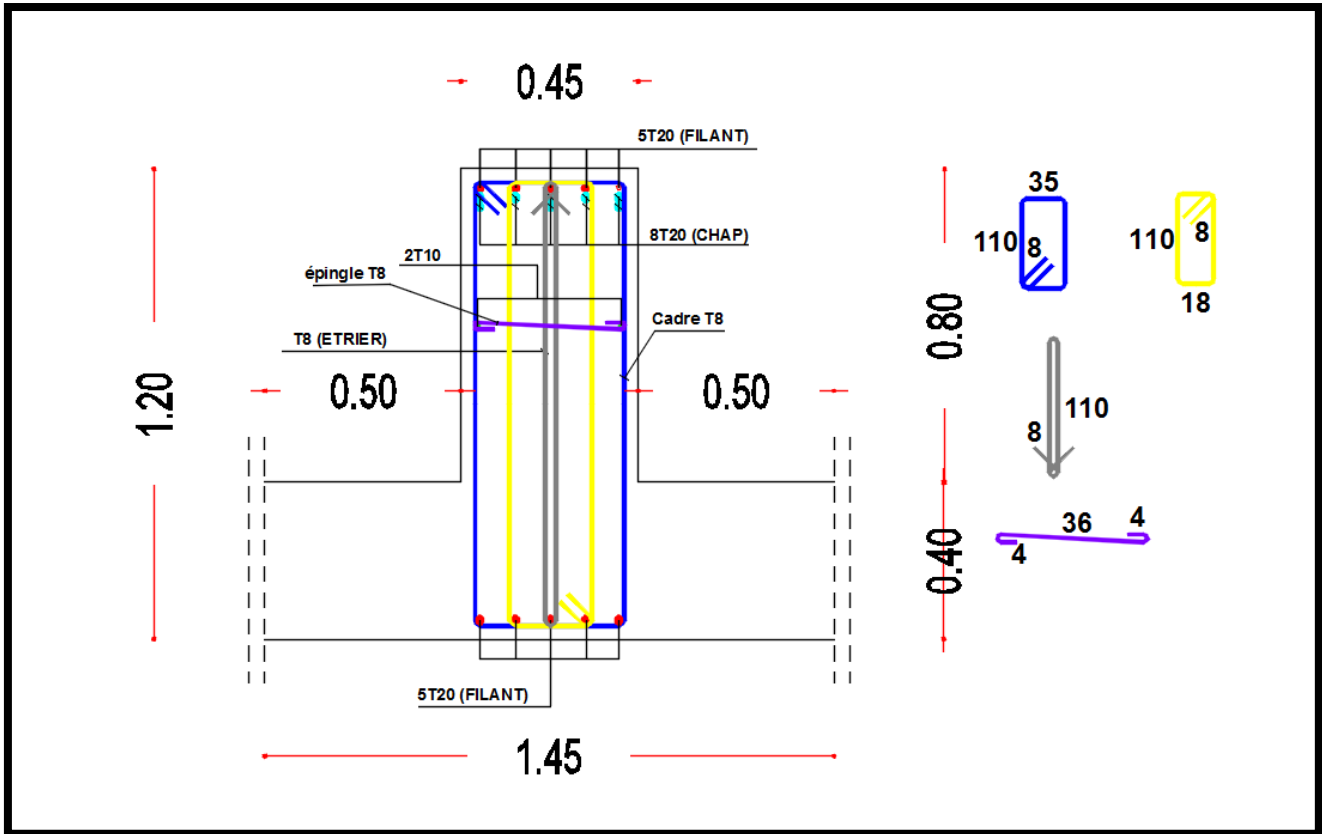


Figure VI.1.5.9: schéma de ferrailage du la poutre principale en travée

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

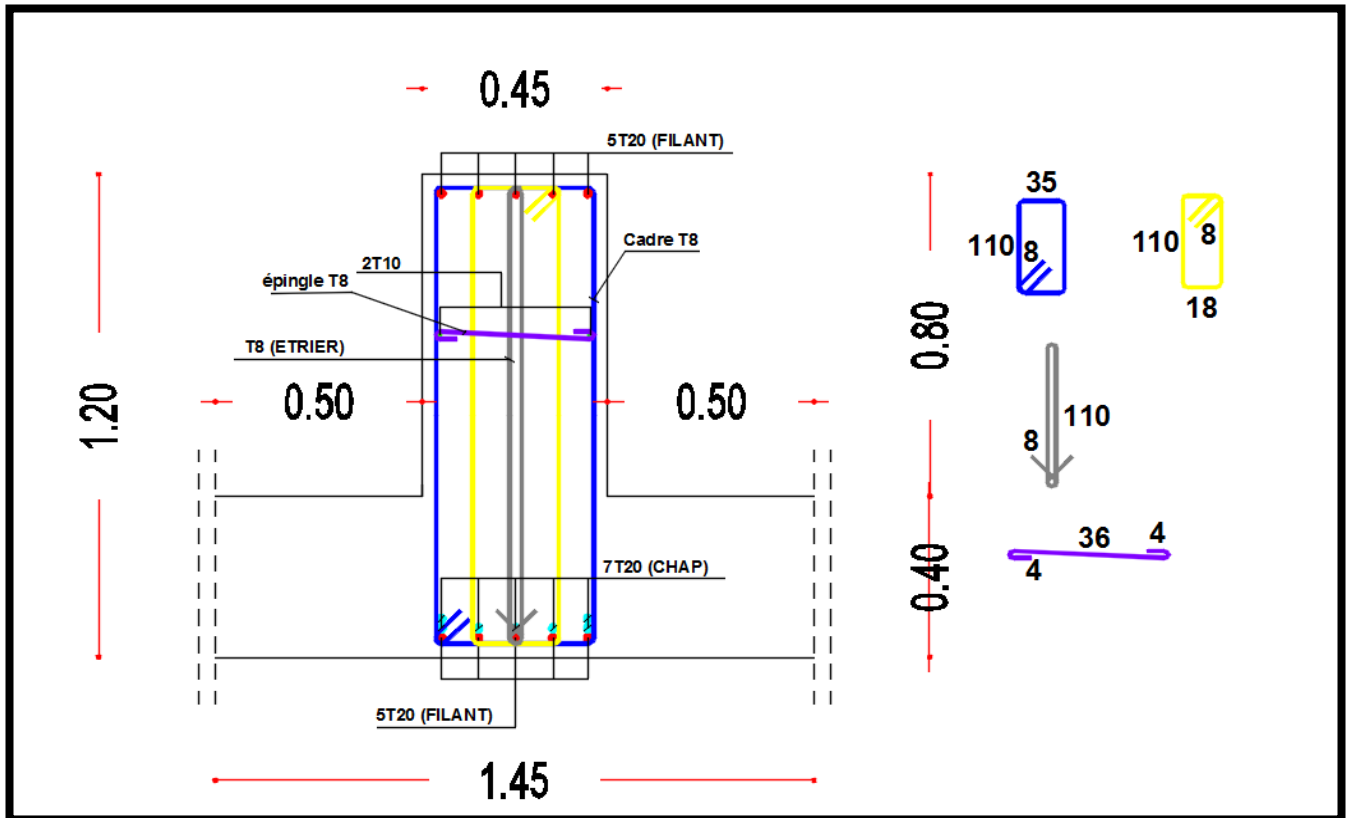


Figure VI.1.5.10: schéma de ferrailage du la poutre principale en appuis

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

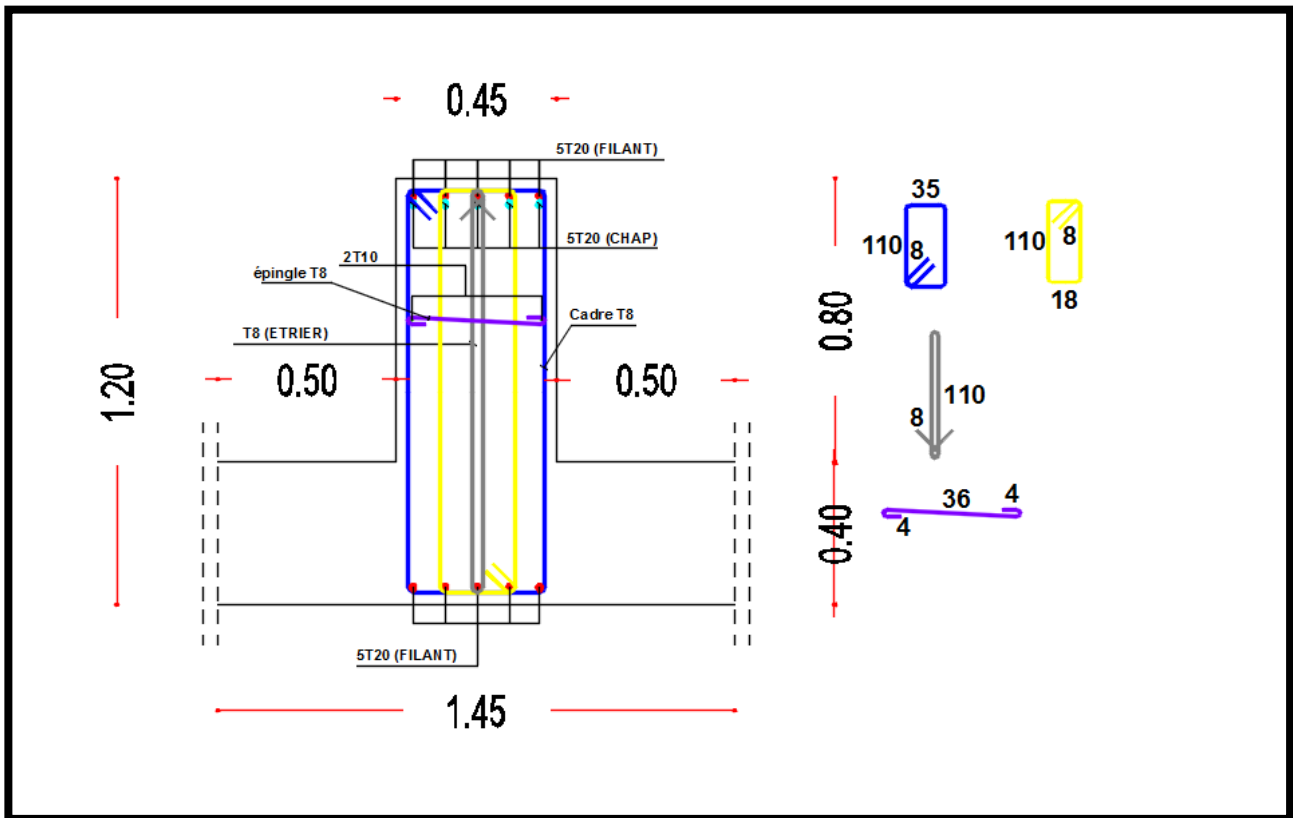


Figure VI.1.5.11: schéma de ferrailage de la poutre secondaire en travée



# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

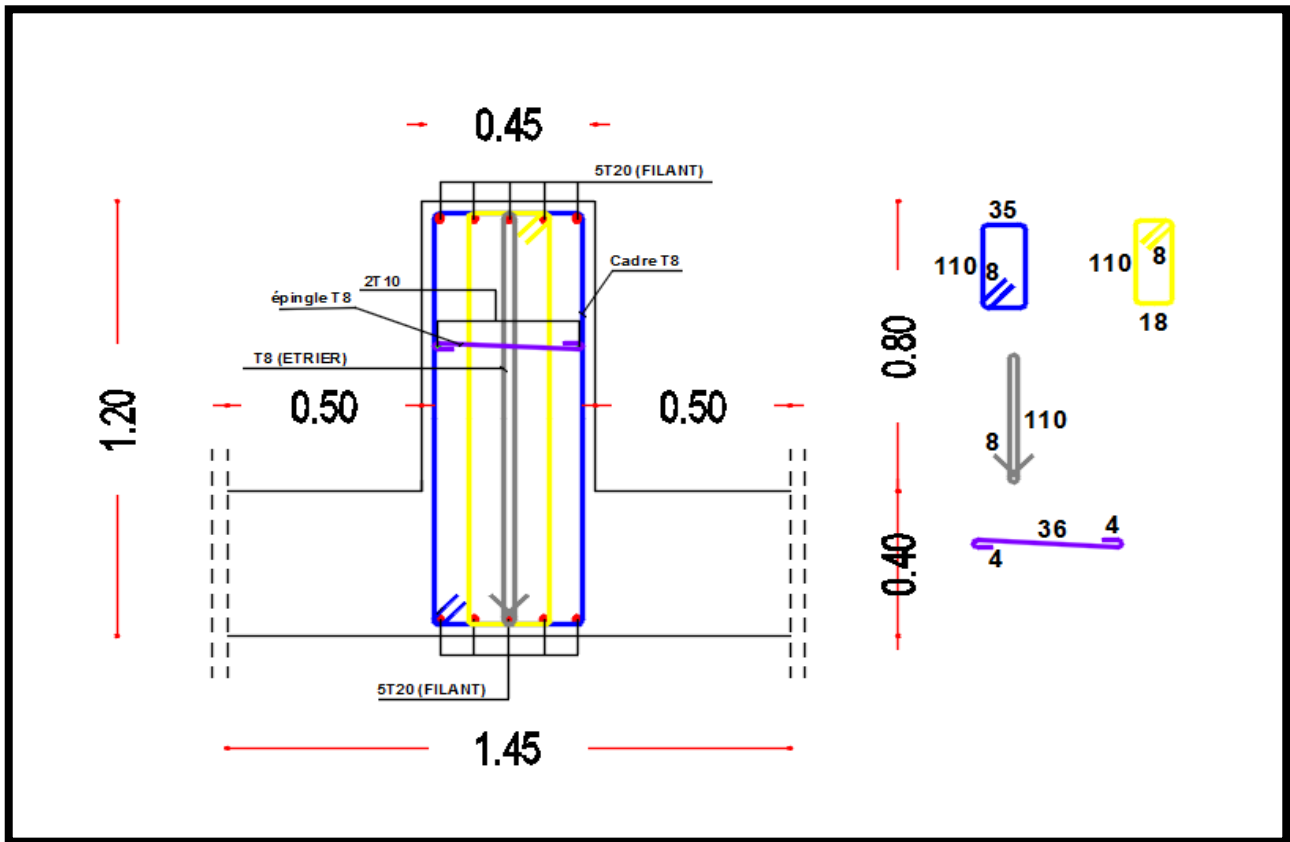
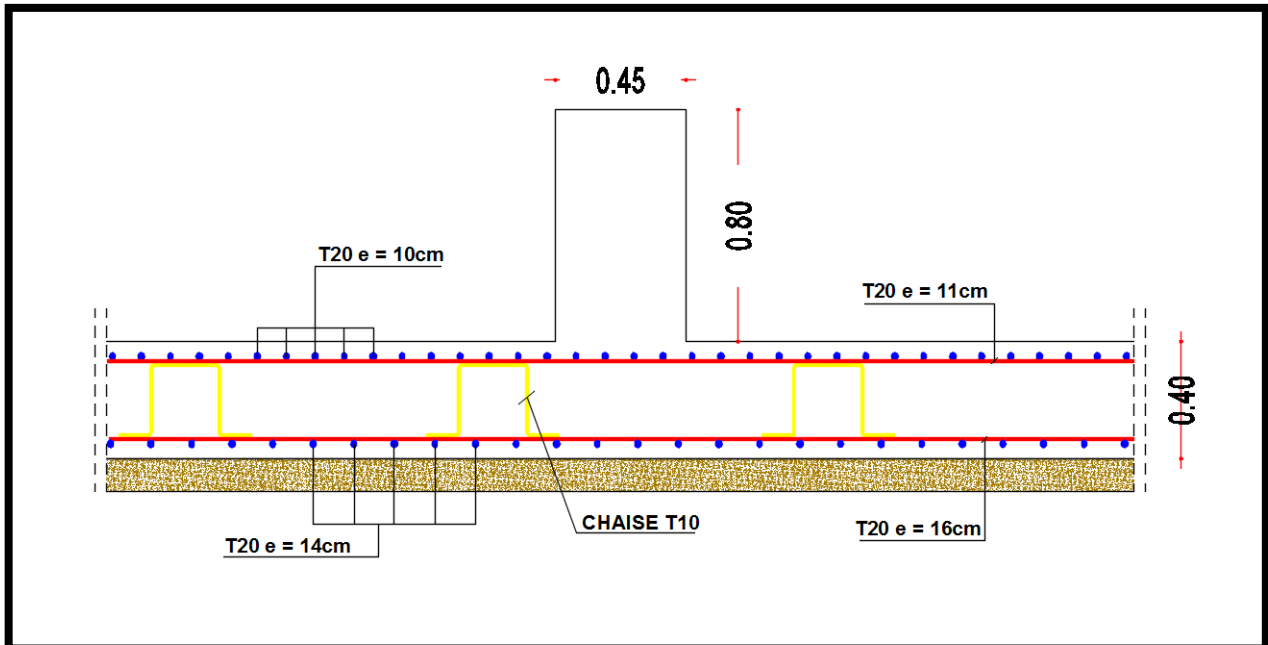


Figure VI.1.5.12: schéma de ferrailage du la poutre secondaire en appuis

# CHAPITRE VI

## Etude de l'infrastructure

### Coupe sens Y-Y



### Coupe sens X-X

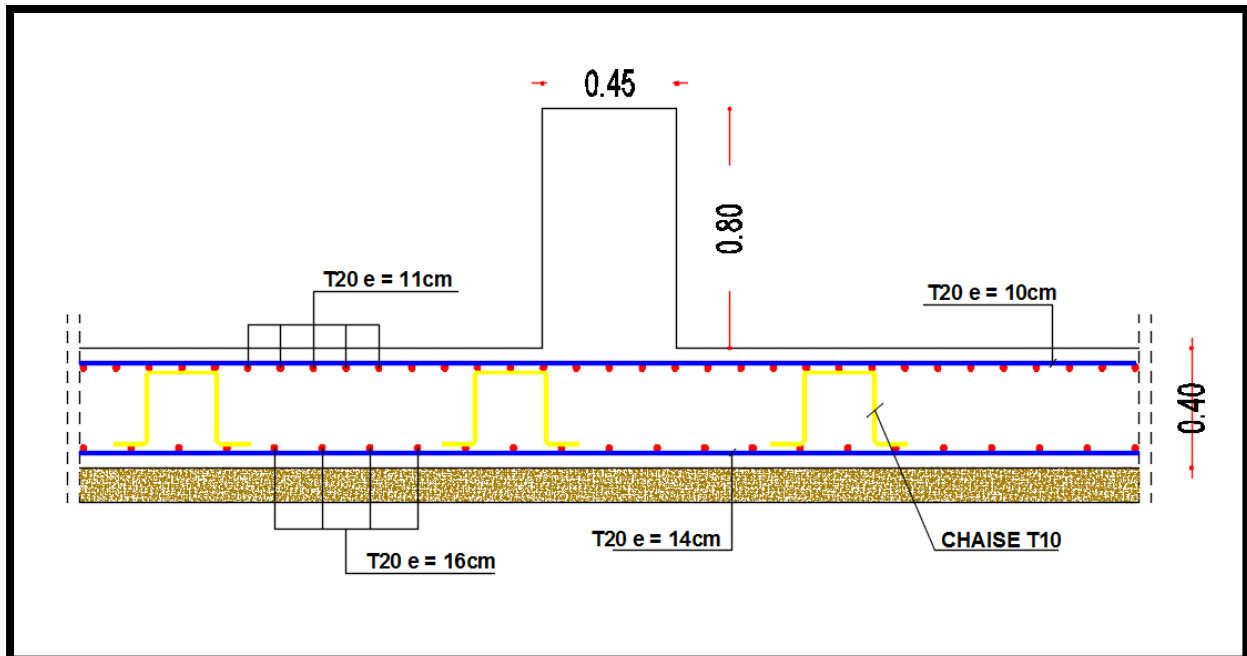


Figure VI.1.5.13: schéma de ferrailage de radier nervuré

## **Conclusion :**

Ce projet nous a permis de nous familiariser avec toutes les informations que nous avons acquises au cours de notre formation universitaire en se basant sur les règlements techniques pour le calcul des éléments résistants et la maîtrise des logiciels (ROBOT ANALYSIS STRUCTURA ; AUTOCAD ; RDM6 ;...)

L'analyse modale est une partie très importante dans les études bâtiment, ça nous a permis de comprendre l'influence de séisme sur la structure avant de calculer les éléments structuraux (respectons le règlement parasismique algérien version 2003).

Il faut tenir en compte tout les poids de la structure pour avoir un calcul approché du réel, le système de construction en voiles porteurs est un système résistant pour la vie de la structure et plus résistant au séisme.

Le sol a une influence importante sur la superstructure, d'après notre observation il faut bien choisir le type de fondation et cela en passant par plusieurs étapes et en respectant les règlements (RPA V 2003), D.T.R. B.C.2.33.1 pour avoir une structure plus stable.

Et en dernier ce projet m'a permis d'appliquer toutes mes informations et corriger les erreurs et apprendre des nouvelles informations utiles dans ce domaine.

# Bibliographique :

## Règlements:

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93).
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003).
- DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles (1992).
- B.A.E.L.91 calcul des éléments simples et des structures de bâtiment.

## Cours:

- Projet en béton armé Polycopie de cours Dr BERRADIA Mohamed université Chlef.
- Cours TD université L'arbi Ben M'hidi d'Oum el Bouaghi.
- Résumé vérification des efforts tranchant et vérification à ELS Mme BELBACHIR NESRINE.
- Résumé calcul des plancher Mr. AMMAR BRAHIM.

## Livre:

- Livre calcul des ouvrages en béton arme Mr. BELAZOUGUI.

## Fiche Excel:

- Fiche Excel calcul des contraintes de voile a ELU ELS ACC de Mr KEBAILI BACHIR.
- Fiches Excel calcul des contraintes du voile de Mr BELKACEM CHAIBDREA.
- Fiche Excel verification vis-à-vis l'effet P delta de Mr BELKACEM CHAIBDREA.
- Fiche Excel verification renversement de Mr BELKACEM CHAIBDREA.

## Internet :

- Wikipédia.
- <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-beton-arme-10541/>
- [https://www.tarekdata.com/FR/tutoriels/robot\\_presentation.html](https://www.tarekdata.com/FR/tutoriels/robot_presentation.html)
- <https://www.be-gph.fr/blog/115-le-radier-un-systeme-de-fondation-avec-beaucoup-de-prejuges.html>
- <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=7356>
- <https://www.pointp.fr/conseils-experts/tout-savoir-sur-les-differents-types-de-plancher>
- <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-balcon-10529/>
- <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=123>
- [http://coursexosup.blogspot.com/2015/04/les-planchers-et-lesterrasses-les\\_13.html?m=1](http://coursexosup.blogspot.com/2015/04/les-planchers-et-lesterrasses-les_13.html?m=1)
- <https://www.toutcalculer.com/batiment/dimensionner-un-escalier.php>

**Logiciels utilisés :**

- ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL (version 2014) : Pour la modélisation de la structure ;
- AUTOCAD (version 2016) : Pour les dessins des plans ;
- Microsoft Office (version 2007) et
- RDM 6.
- Google map.

# Les plans d'architecture :

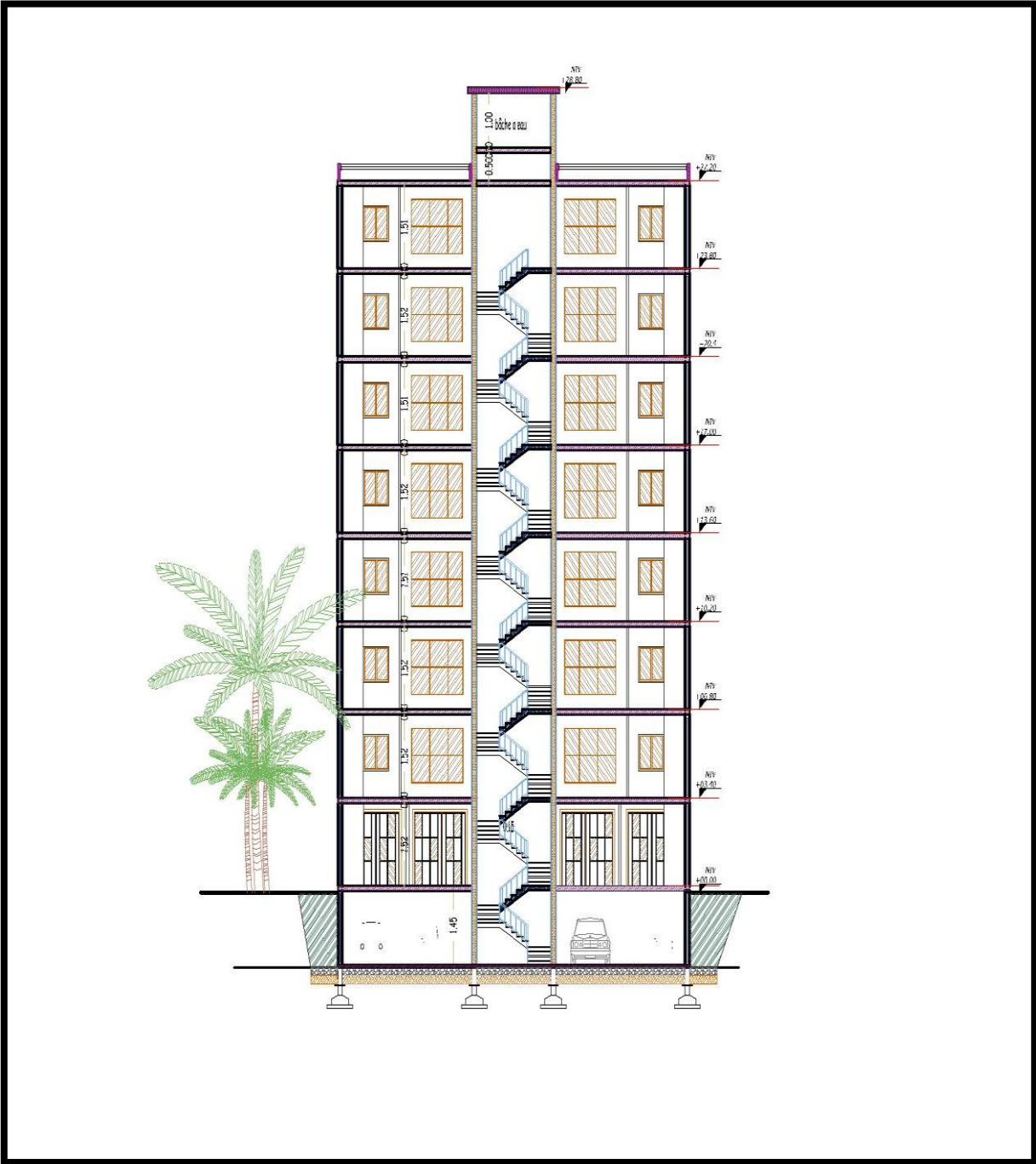


Figure: coupe transversale du bâtiment

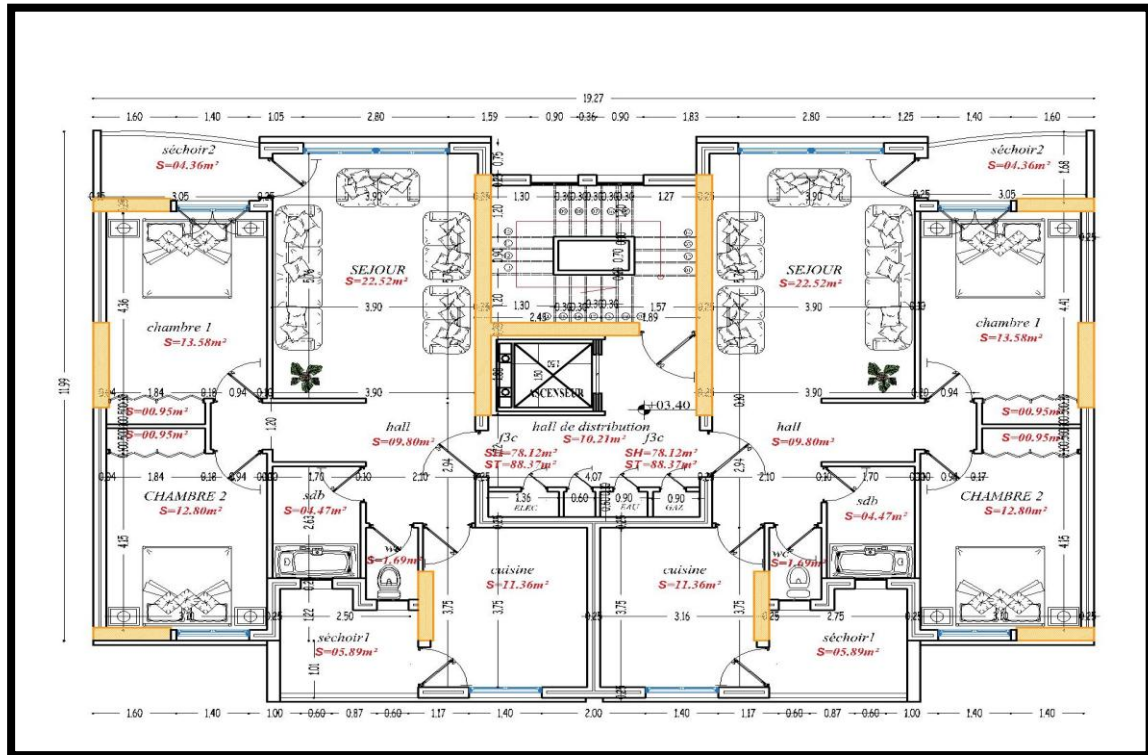


Figure: vue en plan étage courant

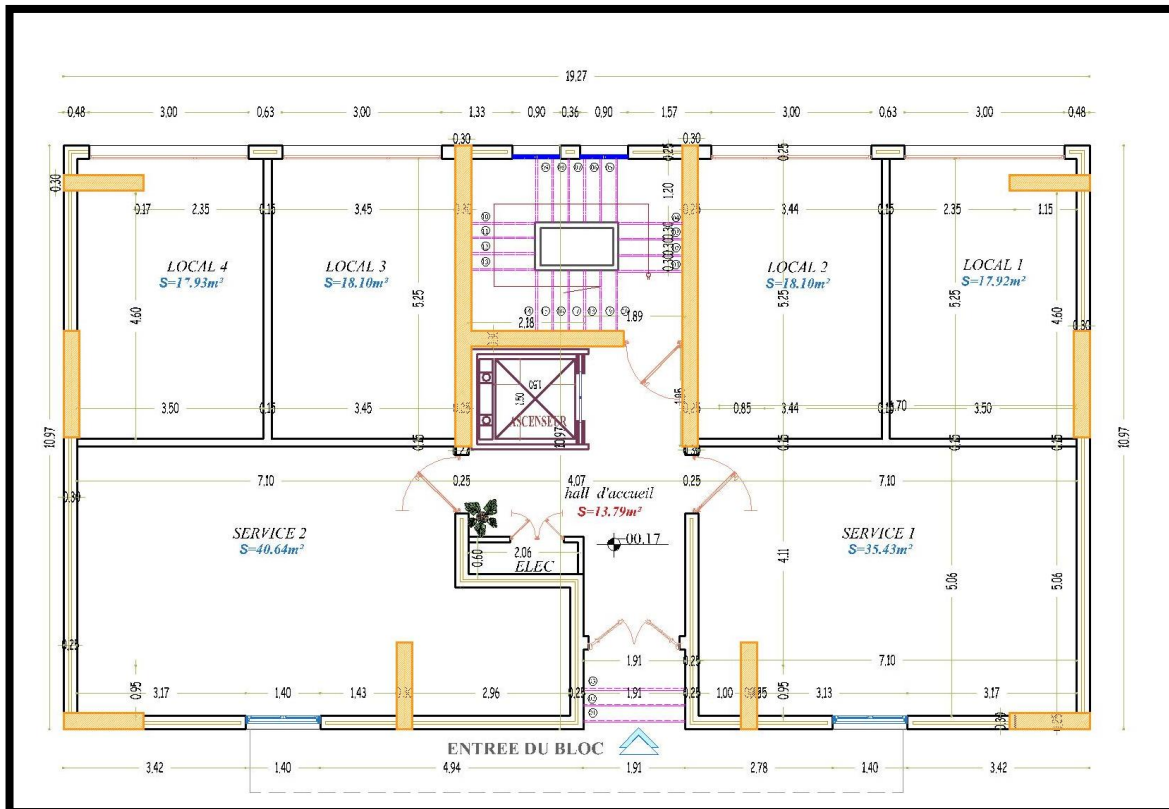


Figure: vue en plan RDC

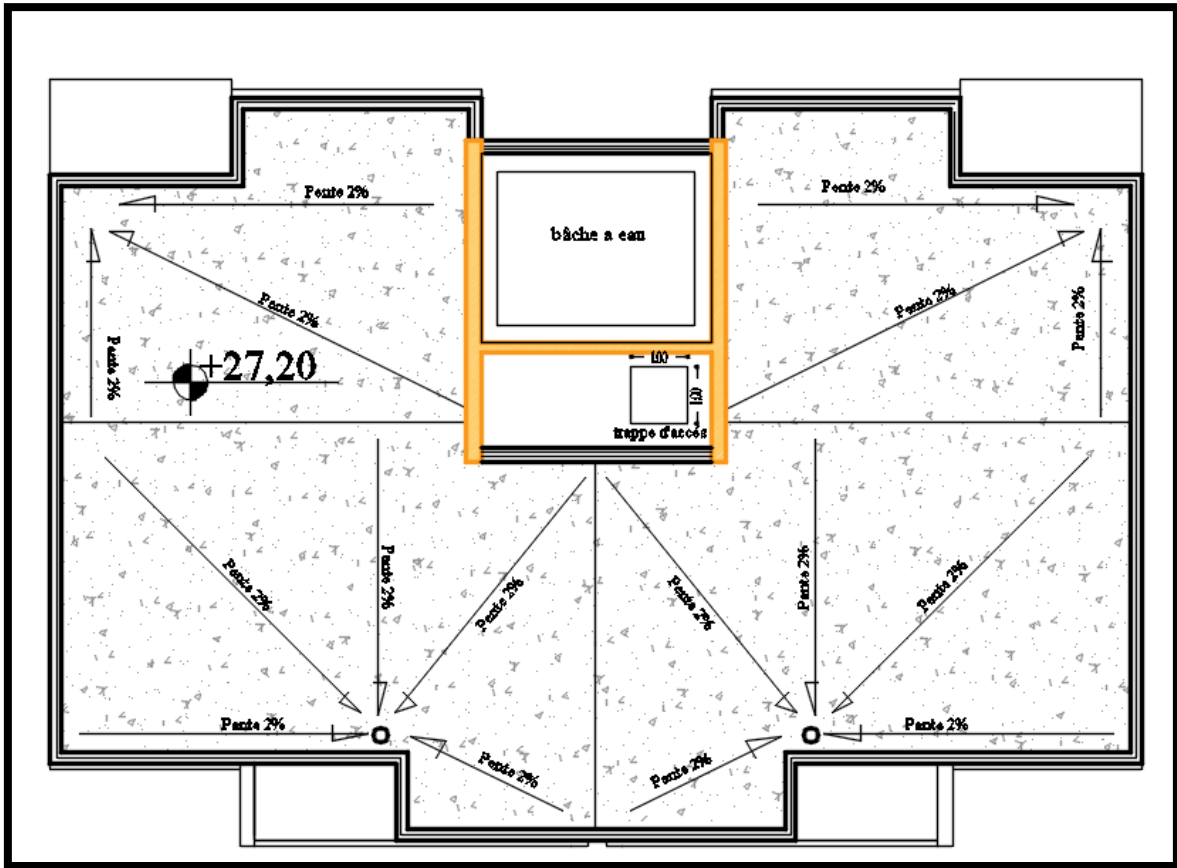


Figure: vue en plan de la terrasse





Figure: plan d'assemblage